



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΡΕΥΝΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

---

ΒΕΛΤΙΣΤΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ  
ΜΟΝΩΣΗΣ ΠΟΛΥΩΡΟΦΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ

ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ:  
ΗΛΙΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ:  
Β. ΚΟΥΜΟΥΣΗΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ 2012



---

Βέλτιστος Σχεδιασμός Συστημάτων  
Σεισμικής Μόνωσης Πολυώροφων  
Κτιρίων

---



## Ευχαριστίες

---

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα της διπλωματικής μου εργασίας, κ. Βλάση Κουμούση, Καθηγητή ΕΜΠ για την πολύτιμη βοήθεια του καθ' όλη την διάρκεια της συνεργασίας μας. Οι παρατηρήσεις του τόσο σε θεωρητικό όσο και σε πρακτικό επίπεδο συνέβαλαν ουσιαστικά στον σχεδιασμό και την ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Ακόμα, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου για την τεράστια προσπάθεια που καταβάλουν όλα αυτά τα χρόνια.



## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Περίληψη .....	iii
<b>Abstract .....</b>	<b>v</b>
<b>1 Εισαγωγή .....</b>	<b>1</b>
1.1 Γενικά.....	1
1.2 Αντικείμενο Εργασίας.....	4
<b>2 Γενικά Περί Σεισμικής Μόνωσης .....</b>	<b>7</b>
2.1 Γενικά.....	7
2.2 Γραμμική Θεωρία Σχεδιασμού Μόνωσης.....	11
2.3 Μέθοδοι Ανάλυσης Συστημάτων Σεισμικής Μόνωσης .....	13
2.3.1 Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση.....	13
2.3.2 Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση .....	15
2.3.3 Μη γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας.....	16
2.4 Είδη Σεισμικών Μονωτήρων .....	16
2.4.1 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRBs).....	17
<b>3 Κανονιστικό Πλαίσιο .....</b>	<b>23</b>
3.1 Γενικά.....	23
3.2 Περιγραφή Κανονιστικών Διατάξεων .....	23
3.3 Διαδικασία Σχεδιασμού .....	24
3.4 Βασικές Μεταβλητές Σχεδιασμού .....	27
3.5 Απαιτήσεις AASHTO .....	29
3.6 Απαιτήσεις Eurocode 8 .....	31
<b>4 Αλγόριθμος Βελτιστοποίησης PSO .....</b>	<b>33</b>
4.1 Γενικά.....	33
4.2 Παρουσίαση Βασικού Αλγόριθμου PSO .....	35
4.3 Βελτιώσεις Του Βασικού PSO .....	39
4.4 Περί Περιορισμών Προβλήματος Βελτιστοποίησης .....	40
4.5 Κώδικας σε Γλώσσα VBA .....	41
<b>5 Εργαλείο Προδιαστασιολόγησης Σεισμικής Μόνωσης .....</b>	<b>47</b>
5.1 Γενικά.....	47
5.2 Παρουσίαση Περιβάλλοντος Εργασίας .....	48
5.3 Εφαρμογή του Εργαλείου σε Απλό Παράδειγμα.....	50
<b>6 Ανάλυση Σεισμικά Μονωμένης Υφιστάμενης Κατασκευής .....</b>	<b>57</b>

6.1 Γενικά.....	57
6.2 Μορφολογία Φορέα .....	58
6.3 Προσομοίωση Εφεδράνων LRB.....	60
6.4 Αποτελέσματα Ανάλυσης για Θεώρηση Άκαμπτου Σώματος .....	61
6.5 Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση Κατασκευής.....	65
6.5.1 Γενικά.....	65
6.5.2 Αποτελέσματα Ανάλυσης.....	65
6.5.3 Σύγκριση Αποτελεσμάτων .....	68
6.6 Μη γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας .....	71
6.6.1 Γενικά.....	71
6.6.2 Επιλογή Σεισμικών Καταγραφών .....	71
6.6.3 Αποτελέσματα Ανάλυσης.....	75
6.7 Παρουσίαση Αποτελεσμάτων Ανάλυσης Χρονοϊστορίας - Φασματικής Ανάλυσης ...	87
<b>7 Συμπεράσματα.....</b>	<b>91</b>
<b>Βιβλιογραφία .....</b>	<b>95</b>



## Περίληψη

---

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία αναφέρεται στην ανάλυση και το βέλτιστο σχεδιασμό συστημάτων σεισμικής μόνωσης τόσο για υφιστάμενες όσο και για νεόδμητες κατασκευές τυχούσας κάτοψης. Στα πλαίσια της αναπτύχθηκε ένα εργαλείο προδιαστασιολόγησης συστημάτων σεισμικής μόνωσης στο Microsoft Excel, το οποίο χρησιμοποιεί ένα κώδικα σε γλώσσα VBA (Visual Basic for Applications). Η ανάλυση μπορεί να γίνει μόνο για ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRBs) και παρέχει όλες τις πληροφορίες που απαιτούνται για την προδιαστασιολόγηση ενός συστήματος υπό δεδομένο επίπεδο φόρτισης. Ο χρήστης οφείλει να εισάγει τις σεισμικές παραμέτρους αλλά και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών, ενώ η ανάλυση μπορεί να περιλαμβάνει έναν ή περισσότερους τύπους εφεδράνων. Επιπλέον, παρέχεται η δυνατότητα βελτιστοποίησης, με στόχο την ελαχιστοποίηση της απόστασης μεταξύ του κέντρου μάζας και του κέντρου ελαστικής στροφής. Η βελτιστοποίηση επιτυγχάνεται με τη χρήση ενός PSO αλγορίθμου (Particle Swarm Optimization). Τέλος, δεδομένη υφιστάμενη κατασκευή μονώνεται σεισμικά κάνοντας χρήση του εργαλείου προδιαστασιολόγησης, και υποβάλλεται σε ένα σύνολο δυναμικών αναλύσεων και μη γραμμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας υπό δεδομένες σεισμικές διεγέρσεις.

Η δομή της εργασίας έχει ως εξής:

Στο Κεφάλαιο 1 γίνεται μια γενική εισαγωγή με αναφορές σε μεθόδους αντισεισμικής προστασίας των κατασκευών.

Στο Κεφάλαιο 2 γίνεται αναφορά στη σεισμική μόνωση και παρουσιάζονται οι διάφορες μέθοδοι ανάλυσης αλλά και οι ιδιότητες των ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου.

Στο Κεφάλαιο 3 γίνεται αναφορά στο κανονιστικό πλαίσιο υπό το οποίο σχεδιάζονται τα συστήματα σεισμικής μόνωσης και παρουσιάζονται οι περιορισμοί που εισάγουν ορισμένοι κανονισμοί στη διαδικασία διαστασιολόγησης. Οι κανονισμοί που αναφέρονται είναι τόσο Ευρωπαϊκοί [EN 1337-3 (*European Standards – Elastomeric Bearings*)] όσο και Αμερικάνικοι [AASHTO 2006 (*American Association of State Highway and Transportation Officials*)].

Στο Κεφάλαιο 4 γίνεται αναφορά στον αλγόριθμο βελτιστοποίησης PSO τόσο στην βασική του μορφή όσο και στις βελτιώσεις που έχουν προταθεί κατά καιρούς.

Στο Κεφάλαιο 5 γίνεται μια προσπάθεια παρουσίασης του εργαλείου προδιαστασιολόγησης ώστε να γίνει κατανοητός ο τρόπος λειτουργίας του. Ακόμα, παρουσιάζεται και ένα μικρό παράδειγμα μόνωσης μονώροφης κατασκευής.

Στο Κεφάλαιο 6 εφαρμόζεται σεισμική μόνωση σε υφιστάμενη κατασκευή και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης τόσο σε επίπεδο προδιαστασιολόγησης όσο και σε επίπεδο δυναμικών φασματικών αναλύσεων και μη γραμμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας.



## Abstract

---

This thesis deals with the optimal design of seismic isolation systems of multi story structures. For the analysis only Lead Rubber Bearings are considered and their design is based on European norms [EN 1337-3 (*European Standards – Elastomeric Bearings*)] and US Standards [AASHTO 2006 (*American Association of State Highway and Transportation Officials*)]. For this analysis a Microsoft Excel Tool was developed using VBA (Visual Basic for Applications) for the evaluation and analysis of seismically isolated structures of any plan view. The tool is capable of performing all the preliminary design that is essential for the response evaluation under specific loading and the estimation of the dynamic characteristics of the isolated system. The response spectrum, the seismic properties and the mechanical characteristics of the materials are defined in the user interface. The design of the seismic isolation system consists of one or more LRB types. Furthermore, an optimization process that is capable of minimizing the distance between the center of rigidity and the center of mass is incorporated. The optimization procedure follows a Particle Swarm Optimization Algorithm (PSO) considering as design variables the external diameter of the LRB and their number of layers. Finally, a case study that corresponds to an existing reinforced concrete structure comparing the conventional design with seismic isolation solution is presented. The analysis, based on code requirements, is extended for a range of dynamic non linear analysis and non linear time history analysis under specific seismic excitations.



---

# Κεφάλαιο 1

---

## Εισαγωγή

### 1.1 Γενικά

Η κατασκευή ενός δομήματος θα πρέπει να υπακούει σε ένα πλήθος περιορισμών, οι οποίοι αποσκοπούν στο περιορισμό της απώλειας ανθρώπινης ζωής κατά την διάρκεια απρόβλεπτων φυσικών καταστροφών. Πέρα από τα βασικά - στατικά φορτία μιας κατασκευής υπάρχουν και τα λεγόμενα δυναμικά φορτία. Τα φορτία αυτά επιβάλλονται αιφνιδίως και επηρεάζουν σημαντικά την απόκριση των κατασκευών.

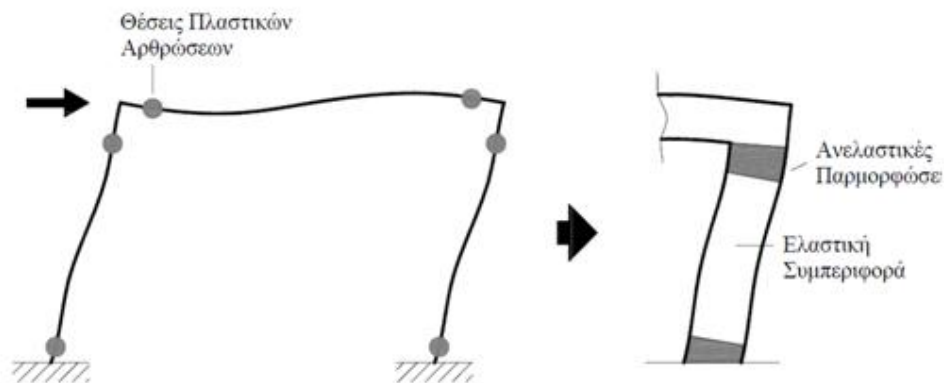
Ο σεισμός αποτελεί ένα φυσικό φαινόμενο το οποίο προκαλεί σημαντικές βλάβες ή και καταστροφές των ανθρώπινων κατασκευών. Σε περιοχές οι οποίες λογίζονται ως υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας η βασικότερη φόρτιση που καλείται να αναλάβει μια κατασκευή είναι η σεισμική. Αντίθετα, σε περιοχές χαμηλής σεισμικής επικινδυνότητας τον ρόλο του σεισμού αναλαμβάνουν άλλου είδους δυναμικές φορτίσεις, όπως για παράδειγμα, ο άνεμος. Σε αυτό το πλαίσιο, κατασκευές μεγάλου ύψους δεν υποφέρουν τόσο από σεισμικές φορτίσεις όσο από την δράση του ανέμου, καθώς η ιδιοπερίοδος τους ξεπερνάει συνήθως τα 1.5 sec και βρίσκεται εκτός της περιοχής μέγιστων επιταχύνσεων.

Όπως θα δούμε στη συνέχεια η σημερινή τεχνολογία επιτρέπει τον «χειρισμό» της σεισμικής φόρτισης και την αποτελεσματική λειτουργία των εγκαταστάσεων ακόμα και μετά από ισχυρά γεγονότα. Δυστυχώς όμως η όποια εμπειρία αποκτήθηκε κατά την πάροδο των ετών, με την μελέτη των επιπτώσεων καταστροφών του παρελθόντος και με την καταμέτρηση πολλών ανθρώπινων απωλειών.

Η μελέτη της αντισεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών αποτελεί ένα συνεχώς εξελίξιμο τομέα της επιστήμης του Πολιτικού Μηχανικού. Σημαντική ώθηση έδωσε η ανάπτυξη της τεχνολογίας, καθώς πλέον υπάρχουν τα κατάλληλα εργαλεία για πάσης φύσεως ανάλυση. Ακόμα, με την συνεχή έρευνα τόσο σε θεωρητικό όσο και σε πειραματικό επίπεδο, εγκαταλείφθηκε η παλαιότερη θεώρηση περί οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων

στους ορόφους της κατασκευής (Force Based Design) κατά την διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος, και έγινε αντιληπτό πώς πρόκειται για μεταβαλλόμενες μετακινήσεις του σώματος του φορέα (Displacement Based Design). Παρόλα αυτά οι περισσότεροι αντισεισμικοί κανονισμοί έχουν αναπτυχθεί και εξακολουθούν να υφίστανται με βάση την πρώτη θεώρηση.

Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί εισαγάγουν αυστηρές διατάξεις σχεδιασμού για την αποτροπή της κατάρρευσης κατά την διάρκεια ενός ισχυρού σεισμικού επεισοδίου. Οι κυριότερες από τις διατάξεις αυτές έχουν να κάνουν με την εκ των προτέρων επιλογή των θέσεων κατανάλωσης – απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας. Οι θέσεις αυτές αποτελούν τις πλαστικές αρθρώσεις, και σχεδιάζονται ώστε να έχουν δυνατότητα παραμόρφωσης πάνω από το όριο διαρροής ενός συμβατικού μέλους.



Σχήμα 1.1 Πλαστικές Παραμορφώσεις Μελών Πλαισίου

Μια διαφορετική αντιμετώπιση είναι αυτή της σεισμικής μόνωσης. Η ιδέα της σεισμικής μόνωσης είναι γνωστή από τις αρχές του εικοστού αιώνα. Κατά την πάροδο των δεκαετιών πολλές διαφορετικές διατάξεις έχουν προταθεί και αναπτυχθεί από διάφορους επιστήμονες ανά τον κόσμο. Βασική επιδίωξη είναι η «απομόνωση» της κατασκευής από το έδαφος, έτσι ώστε η εδαφική κίνηση κατά την διάρκεια ενός σεισμικού επεισοδίου να μη μεταβιβάζεται στην ανωδομή. Στην πράξη η απομόνωση αυτή είναι αδύνατη και ουσιαστικά η μόνωση επιτυγχάνεται με την εισαγωγή κατάλληλων διατάξεων μικρής οριζόντιας ακαμψίας.

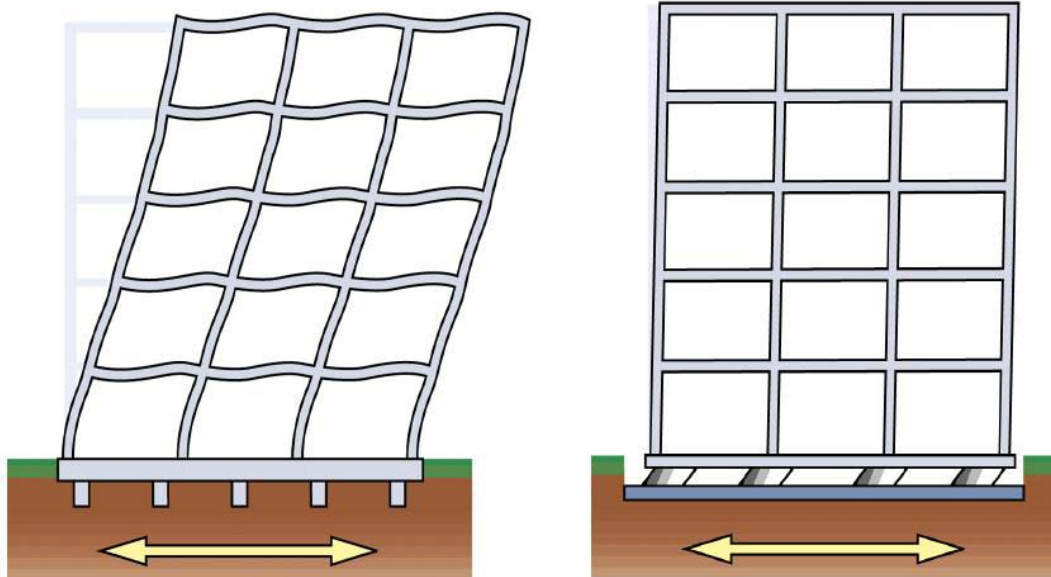


Σχήμα 1.2 Ελαστομεταλλικό Εφέδρανο



Σχήμα 1.3 Εφέδρανο Τριβής

Ένας ακόμα στόχος της σεισμικής μόνωσης είναι η επιμήκυνση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής και η (κατά πολύ) απομάκρυνσή της από την κυρίαρχη περίοδο της σεισμικής διέγερσης. Επομένως, η ευκαμψία στο επίπεδο της μόνωσης και η προαναφερθείσα επιμήκυνση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου αποτελούν έναν πρώτης τάξεως μηχανισμό κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας.



Σχήμα 1.4 Παραμόρφωση Συμβατικής Κατασκευής σε Σχέση με Σεισμικά Μονωμένη Κατασκευή

Μερικές από τις πιο δημοφιλείς διατάξεις που χρησιμοποιούνται τη σημερινή εποχή στον τομέα της σεισμικής μόνωσης είναι οι ακόλουθες:

1. Απλά ελαστομεταλλικά εφέδρανα
2. Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου
3. Εφέδρανα τριβής και πολλά άλλα.

## 1.2 Αντικείμενο Εργασίας

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η κατανόηση της συμπεριφοράς σεισμικά μονωμένων κατασκευών. Τα συστήματα μόνωσης που πρόκειται να εξεταστούν είναι τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου.

Ειδικότερα, γίνεται μια προσπάθεια ανάπτυξης ενός εργαλείου στο Microsoft Excel (Excel Tool) το οποίο προγραμματίζεται σε γλώσσα VBA και έχει την δυνατότητα προδιαστασιολόγησης και σχεδιασμού συστημάτων μόνωσης πολυώροφων κτιρίων τυχούσας κάτοψης. Σκοπός του παραπάνω εργαλείου είναι, μέσω της χρήσης εφεδράνων τύπου LRB, να μονωθούν σεισμικά υφιστάμενες κατασκευές αλλά και κατασκευές οι οποίες πρόκειται να σχεδιαστούν για πρώτη φορά. Το εργαλείο παρέχει εποπτική εικόνα των τροποποιημένων δυναμικών χαρακτηριστικών της μονωμένης κατασκευής, ώστε να είναι δυνατή η πλήρης παρακολούθηση των ευνοϊκών ιδιοτήτων που αυτή παρέχει στην κατασκευή.

Επιπρόσθετα, παρέχεται η δυνατότητα βελτιστοποίησης του συστήματος των LRBs, ώστε να μειωθεί στο ελάχιστο η απόσταση μεταξύ των δύο χαρακτηριστικών κέντρων της κατασκευής (κέντρο δυσκαμψίας και κέντρο μάζας). Ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης που εφαρμόζεται στο εργαλείο είναι ένας PSO αλγόριθμος. Ο αλγόριθμος αυτός είναι αρκετά απλός και ακριβής ώστε να εφαρμόζεται αρκετά συχνά στη βελτιστοποίηση προβλημάτων Μηχανικού.

Τέλος, για μια υφιστάμενη κατασκευή γίνεται χρήση του παραπάνω εργαλείου ώστε να ερευνηθεί η συμπεριφορά του μονωμένου κτιρίου έναντι αυτού με τη συμβατική



θεμελίωση. Η κατασκευή υποβάλλεται σε ένα σύνολο μη γραμμικών αναλύσεων ιστορίας για γνωστά ισχυρά σεισμικά γεγονότα και σε κάποιες φασματικές αναλύσεις για το φάσμα του κανονισμού, υπό το οποίο γίνεται ο σχεδιασμός της μόνωσης. Τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων ανάλυσης συγκρίνονται τόσο μεταξύ τους όσο και με τα αποτελέσματα της ισοδύναμης στατικής μεθόδου υπό την οποία γίνεται η προδιαστασιολόγηση.



---

# Κεφάλαιο 2

---

## Γενικά Περί Σεισμικής Μόνωσης

### 2.1 Γενικά

Συμβατικά θεμελιωμένες κατασκευές είναι σχετικώς άκαμπτες, και η οποιαδήποτε κίνηση του εδάφους μεταβιβάζεται στην ανωδομή προκαλώντας πρόσθετα εντατικά μεγέθη. Η πρόσθετη αυτή ένταση θα πρέπει να έχει προβλεφτεί από τον σχεδιασμό. Αντιθέτως, η μικρή ακαμψία του επιπέδου της σεισμικής μόνωσης επιτρέπει στην κατασκευή να κινείται ανεξάρτητα του εδάφους, έχοντας ως επακόλουθο την ανάπτυξη μικρότερης έντασης.

Σκοπός της σεισμικής μόνωσης ενός κτιρίου είναι ο περιορισμός του ποσοστού της σεισμικής ενέργειας που μπορεί να εισαχθεί στην κατασκευή υπό δεδομένη σεισμική διέγερση. Η σεισμική μόνωση λοιπόν δεν αποσκοπεί στην επέμβαση στα δομικά μέρη της κατασκευής και την αύξηση της σεισμικής ενέργειας που αυτά μπορούν να καταναλώσουν. Τα πλεονεκτήματα της έναντι των άλλων μεθόδων εντοπίζονται στις έξης περιπτώσεις:

- Στην περίπτωση κτιρίων μεγάλης ιστορικής και καλλιτεχνικής αξίας, στον αρχιτεκτονικό ιστό των οποίων, οποιαδήποτε σημαντική επέμβαση θα αλλοίωνε ουσιαστικά το χαρακτήρα τους και θα μείωνε την αξία τους.
- Στην περίπτωση κτιρίων των οποίων τα περιεχόμενα ή τα μη φέροντα αρχιτεκτονικά στοιχεία είναι πιο πολύτιμα και πιο ευαίσθητα στις επιταχύνσεις απ' ότι ο ίδιος ο φέρων οργανισμός (π.χ. μουσεία, δημόσια μέγαρα, υπολογιστικά κέντρα).
- Στην περίπτωση κατασκευών για τις οποίες απαιτείται υψηλό επίπεδο λειτουργικότητας ακόμα και μετά από ένα πολύ ισχυρό σεισμό (νοσοκομεία, πυροσβεστικές εγκαταστάσεις, εγκαταστάσεις τηλεπικοινωνιών, δεξαμενές καυσίμων κοκ).

- Στη περίπτωση που αντιμετωπίζονται ιδιαίτερα προβλήματα με τη θεμελίωση και επιθυμούμε να μειώσουμε τις δυνάμεις που θα ασκηθούν σε αυτή κατά τη διάρκεια ενός σεισμού.

Η τεχνική της σεισμικής μόνωσης περιλαμβάνει την εγκατάσταση στο κτίριο ειδικών διατάξεων οι οποίες μεταβάλλουν ριζικά τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής και εξασφαλίζουν την ευνοϊκότερη απόκρισή της κατά τις αναμενόμενες δυναμικές διεγέρσεις.

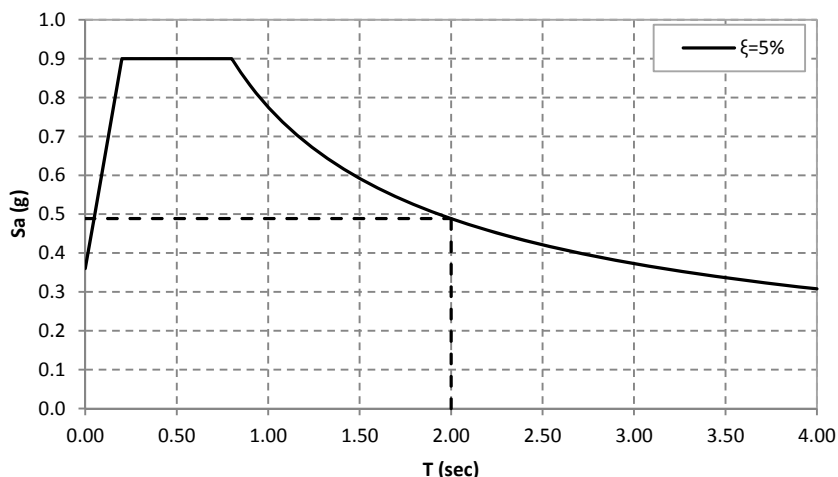
Η ευνοϊκή αυτή απόκριση είναι το αποτέλεσμα της επίτευξης τριών στόχων:

1. Της απόδοσης στην κατασκευή μια συγκεκριμένη επιθυμητή ιδιομορφή με όσο το δυνατό μεγαλύτερο συντελεστή συμμετοχής  $\Gamma$ . Όταν εφαρμόζεται σεισμική μόνωση μια από τις βασικές επιδιώξεις είναι η προστασία των μη φερόντων στοιχείων με μείωση της σχετικής μετακίνησης των ορόφων. Επομένως, επιθυμητή ιδιομορφή θεωρείται αυτή κατά την οποία το μεγαλύτερο μέρος της μετακίνησης στην κορυφή εμφανίζεται ως σχετική μετακίνηση δύο τμημάτων της κατασκευής σε κάποιο επίπεδο μόνωσης, ενώ η κίνηση του άνω τμήματος είναι σε μεγάλο βαθμό αυτή του άκαμπτου σώματος.
2. Της απομάκρυνσης της ιδιοσυχνότητας που αντιστοιχεί σε αυτή την ιδιομορφή από τις κυρίαρχες ιδιοσυχνότητες της διεγερσης, έτσι ώστε, η επιτάχυνση απόκρισης, και κατά συνέπεια και οι αντίστοιχες ελαστικές δυνάμεις που αναπτύσσονται επί της κατασκευής, να είναι αρκετά μικρές.
3. Ο τρίτος στόχος είναι η απορρόφηση ενέργειας (απόσβεση) από στοιχεία σεισμικής μόνωσης ειδικά σχεδιασμένα για το σκοπό αυτό.

Από τις σημαντικότερες ιδιότητες της σεισμικά μονωμένης κατασκευής είναι η αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου, καθώς για συμβατικούς σεισμούς σε τυπικά εδάφη, οδηγεί στην αποφυγή του φαινομένου του συντονισμού και ταυτόχρονα μειώνει τις επιβαλλόμενες επιταχύνσεις. Όπως είναι γνωστό οι αδρανειακές δυνάμεις στους ορόφους ενός δομήματος, είναι ανάλογες της επιτάχυνσης. Η επιτάχυνση λόγω της εδαφικής κίνησης είναι μια συνάρτηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής.

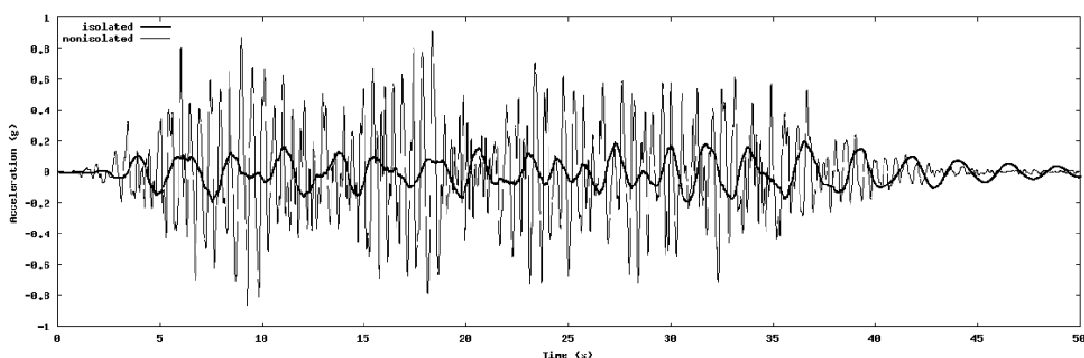
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{\Sigma K}} \quad (2.1)$$

Έτσι, γίνεται άμεσα αντιληπτό ότι οι επιταχύνσεις που αναπτύσσουν οι σεισμικά μονωμένες κατασκευές είναι κατά πολύ μικρότερες των επιταχύνσεων συμβατικά θεμελιωμένων κατασκευών, καθώς η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος είναι κατά πολύ μεγαλύτερη. Ένα ενδεικτικό παράδειγμα των προαναφερθέντων είναι το ακόλουθο διάγραμμα (Σχήμα 2.1), όπου φαίνεται η μείωση της ελαστικής φασματικής επιτάχυνσης στην περίπτωση μονωμένης κατασκευής (π.χ.  $T = 2.0$  sec). Η προαναφερθείσα μείωση αποκτά πολύ μεγαλύτερη σημασία στις περιπτώσεις όπου το δόμημα φιλοξενεί ευπαθή εξοπλισμό και η προστασία του είναι απαραίτητη. Τέτοιες περιπτώσεις είναι αρχαιολογικά εκθέματα, πυρηνικές εγκαταστάσεις κ.λπ. Από την άλλη η αύξηση της ιδιοπεριόδου έχει ως συνέπεια την αύξηση των μετατοπίσεων του συστήματος, οι οποίες είναι συγκεντρωμένες στο επίπεδο της μόνωσης. Για το λόγο αυτό θα πρέπει να υπάρχει επαρκής πιστοποίηση της ευστάθειας των μονωτικών διατάξεων.



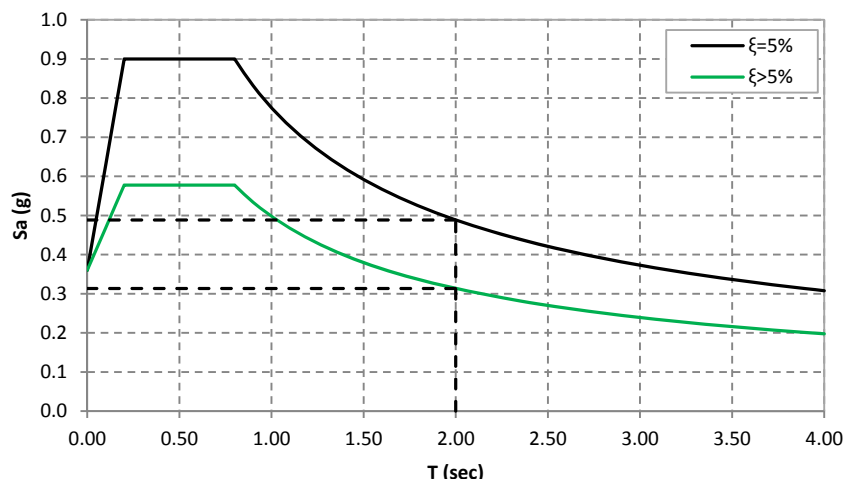
Σχήμα 2.1 Ελαστική Φασματική Επιτάχυνση Μονωμένης Κατασκευής

Μια άλλη ιδιότητα της σεισμικής μόνωσης είναι η κατανάλωση σεισμικής ενέργειας κατά την διάρκεια ενός επεισοδίου. Όπως έχει ήδη αναφερθεί (§ 1.1) η κατανάλωση της σεισμικής ενέργειας στο συμβατικό αντισεισμικό σχεδιασμό γίνεται μέσω της παραμόρφωσης συγκεκριμένων θέσεων των μελών της κατασκευής. Οι θέσεις αυτές σχεδιάζονται βάσει των υπάρχοντων κανονισμών, ενώ η ενίσχυση και επαναλειτουργία τους στην περίπτωση σημαντικών βλαβών είναι αρκετά δυσχερής τόσο πρακτικά όσο και οικονομικά. Αντίθετα, η κατανάλωση του συνόλου της ενέργειας σε ένα επίπεδο επιτρέπει έναν σαφώς ευκολότερο σχεδιασμό και παράλληλα παρέχει ευελιξία στην αντικατάσταση.



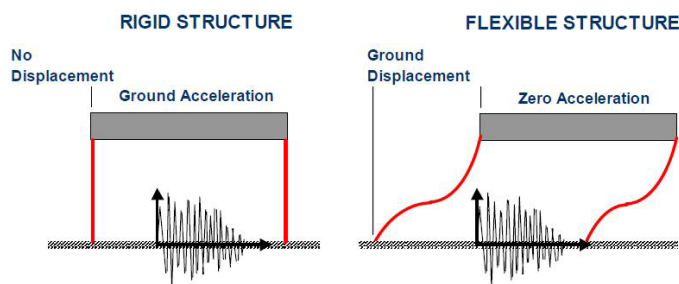
Σχήμα 2.2 Σεισμική Επιτάχυνση Ορόφου για Μονωμένη και μη Μονωμένη Κατασκευή

Στο σημείο αυτό αξίζει να αναφερθεί η πρόσθετη μείωση της επιτάχυνσης που επιτυγχάνεται μέσω της απόσβεσης. Παρατηρούμε ότι η αρχικά μειωμένη φασματική επιτάχυνση λόγω της αύξησης της ιδιοπεριόδου, λαμβάνει ακόμα μικρότερη τιμή καθώς η απόσβεση του συστήματος αυξάνεται (Σχήμα 2.3).



Σχήμα 2.3 Πρόσθετη Μείωση της Φασματικής Επιτάχυνσης Λόγω Απόσβεσης

Μια εντελώς άκαμπτη κατασκευή εμφανίζει μηδενική ιδιοπερίοδο και επομένως η επιτάχυνση που αναπτύσσει ισούται με την εδαφική επιτάχυνση του σεισμικού επεισοδίου. Ταυτόχρονα, η σχετική μετακίνηση μεταξύ του ορόφου και του εδάφους είναι μηδενική, και οποιαδήποτε κίνηση του εδάφους μεταβιβάζεται αυτούσια στην κατασκευή. Αντιθέτως, μια εξαιρετικά εύκαμπτη κατασκευή εμφανίζει θεωρητικώς άπειρη ιδιοπερίοδο. Η επιτάχυνση που αναπτύσσει σε αυτή τη περίπτωση είναι μηδενική, ενώ η σχετική μετακίνηση ορόφου – εδάφους ισούται με την εδαφική μετακίνηση. Τα προαναφερθέντα γίνονται άμεσα αντιληπτά παρατηρώντας το Σχήμα 2.4 [7], όπου φαίνονται οι επιβαλλόμενες μετατοπίσεις και επιταχύνσεις σε μια άκαμπτη και σε μία εύκαμπτη κατασκευή.



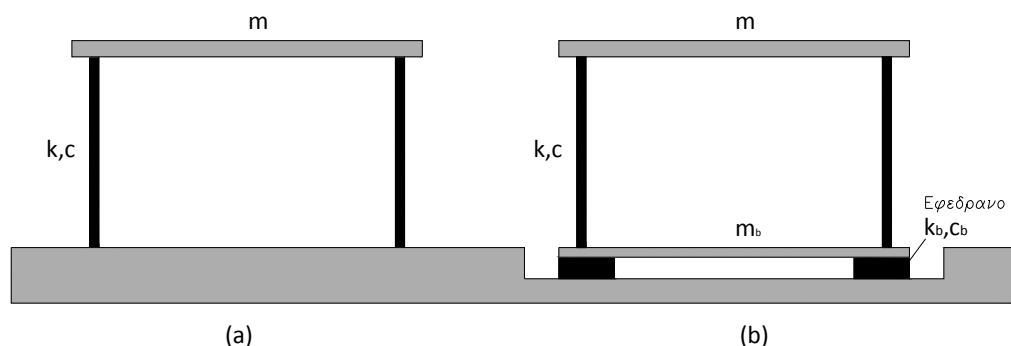
Σχήμα 2.4 Διαφορετικές Αναπτυσσόμενες Μετατοπίσεις και Εδαφικές Επιταχύνσεις Μεταξύ Άκαμπτης και Εύκαμπτης Κατασκευής

Η σεισμική μόνωση εμπεριέχει τα πλεονεκτήματα και των δύο εκ των προαναφερθέντων ακραίων περιπτώσεων καθώς μειώνει τόσο τις μετατοπίσεις όσο και τις επιταχύνσεις. Η μείωση των σχετικών μετακινήσεων επιτυγχάνεται μέσω της συμπεριφοράς του δομήματος ως στερεό σώμα (§ 2.2), και η μείωση των επιταχύνσεων μέσω της ευκαμψίας του επιπέδου της μόνωσης.

Οι παραπάνω ιδιότητες συνδέονται άμεσα με τον τύπο αλλά και την επάρκεια της εφαρμοζόμενης αντισεισμικής διάταξης. Η συμπεριφορά της εκάστοτε διάταξης οφείλει να είναι επαρκώς πιστοποιημένη ώστε να εγγυάται τόσο την απόσβεση όσο και την επιτρεπτή μετατόπιση.

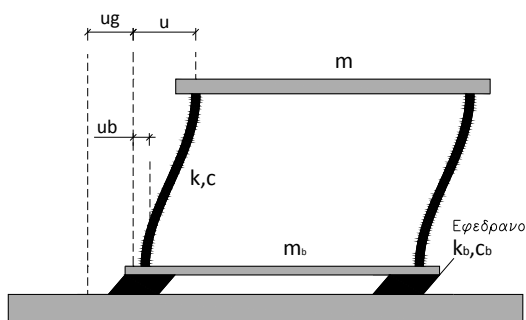
## 2.2 Γραμμική Θεωρία Σχεδιασμού Μόνωσης

Η μελέτη της δυναμικής συμπεριφοράς της μονωμένης κατασκευής αποτελεί ένα πρώτης τάξεως παράδειγμα για την κατανόηση της επιρροής της σεισμικής μόνωσης στην απόκριση της κατασκευής.



Σχήμα 2.5 (α) Συμβατικά Θεμελιωμένη Κατασκευή, (β) Σεισμικά Μονωμένη Κατασκευή

Η γραμμική θεωρία του συστήματος σεισμικής μόνωσης είναι βασισμένη σε ένα προσομοίωμα μονώροφης κατασκευής με δύο διακριτές μάζες (Σχήμα 2.5). Η μάζα  $m$  αντιπροσωπεύει την μάζα της ανωδομής και η μάζα  $m_b$  την μάζα του διαφράγματος άνωθεν του επιπέδου της μόνωσης. Όσον αφορά την κατασκευή με  $k$  και  $c$  συμβολίζονται η ακαμψία και η απόσβεση αντίστοιχα, ενώ η ακαμψία και η απόσβεση της μόνωσης με  $k_b$  και  $c_b$  αντίστοιχα.



Σχήμα 2.6 Σχετικές Μετατοπίσεις Μονωμένης Κατασκευής

Οι σχετικές μετατοπίσεις των δύο μαζών είναι  $u$  και  $u_b$  (Σχήμα 2.6) αντίστοιχα, ενώ ορίζονται ως ακολούθως:

$$u = v - u_g \quad u_b = v_b - u_g \quad (2.2)$$

Όπου:  $u_g$ : η εδαφική μετατόπιση.

$v$ : η απόλυτη μετατόπιση της ανωδομής.

$v_b$ : η απόλυτη μετατόπιση του διαφράγματος της βάσης.

Για την ακόλουθη ανάλυση υιοθετούνται ορισμένοι συμβολισμοί προκειμένου να διαφοροποιηθεί η συμβατικά θεμελιωμένη κατασκευή από τη σεισμικά μονωμένη. Έτσι με το δείκτη  $F$  (Fixed) θα ορίζονται τα μεγέθη της συμβατικής κατασκευής, ενώ με  $b$  τα μεγέθη που αναφέρονται στο σύστημα μόνωσης. Οι εξισώσεις κίνησης του κτιρίου προκύπτουν με τη μέθοδο της ισορροπίας των δυνάμεων [20].

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{u}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c & -c \\ -c & c+c_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u} \\ \dot{u}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k & -k \\ -k & k+k_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ u_b \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m \\ m_b \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (2.3)$$

Τα μεγέθη του συστήματος μόνωσης μπορούν να εκφραστούν ως ένα ποσοστό των αντίστοιχων μεγεθών της ανωδομής. Μπορούμε λοιπόν να θέσουμε στη Σχέση (2.3)  $m_b = am$ ,  $c_b = \beta c$ ,  $k_b = \gamma k$  και τότε οι εξισώσεις κίνησης γράφονται.

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{u}_b \end{Bmatrix} + 2\xi_F \omega_F \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1+\beta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u} \\ \dot{u}_b \end{Bmatrix} + \omega_F^2 \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1+\gamma \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ u_b \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} 1 \\ a \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (2.4)$$

Για την περίπτωση ελεύθερης ταλάντωσης χωρίς απόσβεση έχουμε την ακόλουθη εξίσωση συχνοτήτων:

$$\det(K - \omega^2 M) = 0 \Rightarrow \begin{vmatrix} \omega_F^2 - \omega^2 & -\omega_F^2 \\ -\omega_F^2 & \omega_F^2 + \gamma\omega_F^2 - a\omega^2 \end{vmatrix} = 0 \quad (2.5)$$

$$\xrightarrow[\lambda = \frac{\omega^2}{\omega_F^2}]{\frac{1}{\omega_F^2}} \begin{vmatrix} 1 - \lambda & -1 \\ -1 & (1 + \gamma) - a\lambda \end{vmatrix} = 0$$

$$f(\lambda) = a\lambda^2 - (1 + a + \gamma)\lambda + \gamma = 0 \quad (2.6)$$

Οι χαρακτηριστικές λύσεις της παραπάνω εξίσωσης δίνονται από τις σχέσεις:

$$\lambda_{1,2} = \frac{1+a+\gamma}{2a} \pm \frac{\sqrt{(1+a+\gamma)^2 - 4a\gamma}}{2a} \quad (2.7)$$

Και το αντίστοιχο μητρώο των ιδιομορφών του συστήματος είναι:

$$\Phi = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 1-\lambda_1 & 1-\lambda_2 \end{bmatrix} \quad (2.8)$$

Η ακαμψία της μόνωσης είναι κατά πολύ μικρότερη της ακαμψίας της ανωδομής και για το λόγο αυτό ο συντελεστής  $\gamma$  τείνει να πάρει τιμές πολύ μικρότερες της μονάδας. Παρατηρούμε ότι αν επιλεγεί ως πρώτη λύση του ιδιοπροβλήματος η τιμή  $\lambda_1 = \gamma / (1 + a)$  τότε από τη Σχέση (2.6) έχουμε:

$$f(\lambda_1) = \gamma^2 \longrightarrow f(\lambda_1) \cong 0 \quad (2.9)$$

Δηλαδή η τιμή αυτή του  $\lambda_1$  αποτελεί την πρώτη ιδιοτιμή του προβλήματος. Για την τιμή αυτή του  $\lambda_1$  προκύπτει η παρακάτω πρώτη ιδιοσυχνότητα.

$$\lambda_1 \cong \frac{\omega_1^2}{\omega_F^2} \Rightarrow \omega_1 \cong \omega_F \sqrt{\frac{\gamma}{1+a}} \Rightarrow \omega_1 \cong \sqrt{\frac{k}{m}} \sqrt{\frac{\gamma}{1+a}} \Rightarrow \omega_1 \cong \sqrt{\frac{\gamma k}{m(1+a)}} \Rightarrow \omega_1 \cong \sqrt{\frac{k_b}{m+m_b}} \quad (2.10)$$

Παρατηρούμε ότι η ιδιοσυχνότητα αυτή αντιστοιχεί στην ιδιοσυχνότητα της μονωμένης κατασκευής, θεωρώντας το κτίριο ως στερεό σώμα. Σε επίπεδο προμελέτης η προσέγγιση αυτή δίνει μια καλή εκτίμηση των δυναμικών χαρακτηριστικών του προβλήματος της σεισμικής μόνωσης. Έτσι, μπορούμε να εκφράσουμε τις ακόλουθες σχέσεις:



$$T_b \cong \frac{2\pi}{\omega_b}, \quad \omega_b \cong \sqrt{\frac{k_b}{m+m_b}}, \quad \xi_b \cong \frac{c_b}{2(m+m_b)\omega_b} \quad (2.11)$$

Οι παραπάνω σχέσεις, πέραν της άμεση εκτίμηση των δυναμικών χαρακτηριστικών μίας μονωμένης κατασκευής, επιτρέπουν τη προδιαστασιολόγηση της σεισμικής μόνωσης για δεδομένη ιδιοπερίοδος και απόσβεση. Επιτρέπουν δηλαδή τον σχεδιασμό της διάταξης μόνωσης με τρόπο ώστε τα τελικά δυναμικά χαρακτηριστικά να αποτελούν μια πολύ καλή εκτίμηση των αρχικών προεπιλογών.

Είναι αντιληπτό ότι η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης μεταβάλλει ριζικά τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Πλέον η δεσπόζουσα ιδιομορφή είναι καθαρά μεταφορική τετραγωνικής μορφής καθώς το σύνολο των μετατοπίσεων είναι συγκεντρωμένο στο επίπεδο μόνωσης. Η δεύτερη ιδιομορφή είναι αντίστοιχη της πρώτης, αλλά κατά την άλλη διεύθυνση, ενώ η στροφική συμπεριφορά εμφανίζεται στην τρίτη ιδιομορφή. Η καμπτική συμπεριφορά της κατασκευής εμπεριέχεται στις ανώτερες ιδιομορφές. Στην περίπτωση ασύζευκτου συστήματος η συμμετοχή της πρώτης ιδιομορφής στην απόκριση του συστήματος είναι δεσπόζουσα, ενώ οι ανώτερες ιδιομορφές παρουσιάζουν αμελητέα συμμετοχή.

## 2.3 Μέθοδοι Ανάλυσης Συστημάτων Σεισμικής Μόνωσης

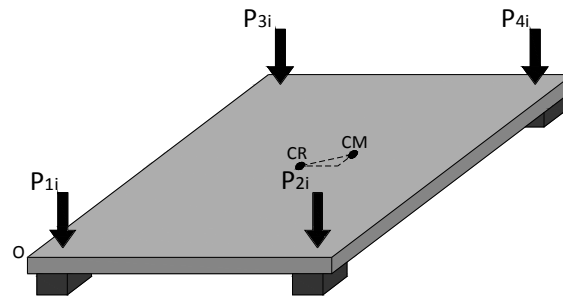
Για την ανάλυση σεισμικά μονωμένων κατασκευών προτείνονται τρεις διαφορετικές μέθοδοι. Οι μέθοδοι αυτές είναι οι ακόλουθες:

1. Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση
2. Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση
3. Μη γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας

Κάθε μία από τις παραπάνω μεθόδους προτείνεται ανάλογα με την επιδιωκόμενη ακρίβεια των αποτελεσμάτων και το επίπεδο στο οποίο βρίσκεται η μελέτη. Έτσι, σε επίπεδο προμελέτης, όπου επιχειρείται μια πρώτη εκτίμηση και ένας βασικός πρώτος σχεδιασμός, η χρήση μιας μη γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας κρίνεται περιττή και ανούσια. Αντίθετα, η τελική μελέτη μιας κατασκευής υψηλής σημασίας δεν μπορεί να βασίζεται μόνο σε ισοδύναμες στατικές αναλύσεις, οι οποίες ούτε μεγάλη ακρίβεια παρέχουν αλλά ούτε προσεγγίζουν επαρκώς και το δυναμικό πρόβλημα. Ακολούθως, γίνεται μια συνοπτική παρουσίαση των προαναφερθέντων μεθόδων.

### 2.3.1 Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση

Η ανάλυση αυτή επιτρέπει, μέσω απλών παραδοχών, την προμελέτη ενός συστήματος μόνωσης. Οι προκύπτουσες τιμές σχεδιασμού ελέγχονται με περισσότερο ακριβείς μεθόδους και γίνονται αποδεκτές ή απορρίπτονται, οπότε ο σχεδιασμός επαναλαμβάνεται. Η βασική παραδοχή της υπόψη ανάλυσης έχει να κάνει με την θεώρηση της ανωδομής ως άκαμπτο σώμα (Σχήμα 2.7), όπου η μόνη ευκαμψία εισάγεται στο επίπεδο της μόνωσης και ισούται με το σύνολο των ευκαμψιών των επιμέρους μονωτήρων. Έτσι, το μοντέλο αντιστοιχεί σε ένα ισοδύναμο μονώροφο κτίριο όπου ως υποστυλώματα θεωρούνται τα εφέντρα, ενώ όλες οι μάζες έχουν μεταφερθεί στο επίπεδο του ορόφου.



Σχήμα 2.7 Ισοδύναμο Μοντέλο 3 Βαθμών Ελευθερίας

Στη συνέχεια εφαρμόζεται η θεωρία του ισοδύναμου μονώροφου και υπολογίζονται τα δυναμικά χαρακτηριστικά της διάταξης. Βασική προϋπόθεση ώστε η δυναμική ανάλυση του προβλήματος να γίνει βάσει των σχέσεων (2.11) είναι η εξασφάλιση του ασύζευκτου των ιδιομορφών ταλάντωσης. Όταν οι ιδιομορφές ταλάντωσης είναι ασύζευκτες η κίνηση κατά μία ορισμένη διεύθυνση είναι «καθαρή» και δεν υπεισέρχονται στροφικές παραμορφώσεις. Η αποσύζευξη επιτυγχάνεται με ελαχιστοποίηση της απόστασης μεταξύ κέντρου μάζας και κέντρου ελαστικής στροφής.

Στην περίπτωση συζευγμένου συστήματος έχουμε επιρροή της δυναμικής απόκρισης από ανώτερες ιδιομορφές οι οποίες είναι καμπτικές και αφορούν κυρίως την κατασκευή. Έτσι, η απόκριση παρουσιάζει αυξημένες επιταχύνσεις στους ορόφους, πράγμα που γενικώς αποφεύγεται.

Ακολούθως παρουσιάζονται οι βασικές σχέσεις τις θεωρίας του μονώροφου και στη συνέχεια παρουσιάζεται η διαδικασία προδιαστασιολόγησης.

Η συνολική ακαμψία του ισοδύναμου συστήματος κατά τους δύο μεταφορικούς βαθμούς ελευθερίας ορίζεται ως το άθροισμα των ακαμψιών των επιμέρους μονωτήρων.

$$K_x = \sum_{i=1}^n K_{x,i} \quad \text{και} \quad K_y = \sum_{i=1}^n K_{y,i} \quad (2.12)$$

Αντίστοιχα κατά το στροφικό βαθμό ελευθερίας η στροφικά ακαμψία δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$K_\theta = \sum_{i=1}^n K_{x,i} y_i^2 + \sum_{i=1}^n K_{y,i} x_i^2 \quad (2.13)$$

Όπου με  $x_i$  και  $y_i$  ορίζεται η θέση του κέντρου βάρους του επιμέρους μονωτήρα ως προς ένα αυθαίρετο σημείο αναφοράς Ο.

Το κέντρο ακαμψίας (CR) του συστήματος σεισμικής μόνωσης ορίζεται ως το σημείο στο οποίο αν ασκηθεί οριζόντια δύναμη προς οποιασδήποτε διεύθυνση δεν θα προκληθεί στρέψη. Οι συντεταγμένες του κέντρου ακαμψίας ( $r_x$ ,  $r_y$ ) ορίζονται ως εξής:

$$r_x = \frac{1}{K_y} \sum_{i=1}^n K_{y,i} x_i \quad \text{και} \quad r_y = \frac{1}{K_x} \sum_{i=1}^n K_{x,i} y_i \quad (2.14)$$

Όσον αφορά τις μάζες του συστήματος, ορίζονται η συνολική μεταφορική μάζα κατά Χ και Υ και η συνολική στροφική μάζα από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$M = \sum_{i=1}^n m_i \Rightarrow M = \sum_{i=1}^n \frac{P_i}{g} \quad (2.15)$$

$$I = \sum_{i=1}^n m_i (x_i^2 + y_i^2)$$

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, αν η απόσταση μεταξύ κέντρου μάζας και κέντρου ελαστικής στροφής είναι μηδενική, το σύστημα των ιδιομορφών του μονώροφου είναι εντελώς ασύζευκτο. Σε αυτή τη περίπτωση οι ιδιοσυχνότητες της ταλάντωσης δίνονται από τις ακόλουθες απλές σχέσεις:

$$\omega_x^2 = \frac{K_x}{M} \quad \omega_y^2 = \frac{K_y}{M} \quad \omega_g^2 = \frac{K_g}{I} \quad (2.16)$$

Σε αντίθετη περίπτωση απαιτείται λύση της διαφορικής εξίσωσης κίνησης για την περίπτωση μηδενικής απόσβεσης. Η εξίσωση αυτή είναι τρίτου βαθμού και δίνεται από την ακόλουθη έκφραση ( $e_x$  και  $e_y$  αποστάσεις κατά Χ και Υ μεταξύ CR και CM):

$$(\omega_x^2 - \omega^2) (\omega_y^2 - \omega^2) (\omega_g^2 - \omega^2) - (\omega_x^2 - \omega^2) \omega_y^4 \frac{e_x^2}{r^2} - (\omega_y^2 - \omega^2) \omega_x^4 \frac{e_y^2}{r^2} = 0 \quad (2.17)$$

Η βασική λογική της διαδικασίας σχεδιασμού σε επίπεδο προμελέτης είναι ο υπολογισμός της συνολικής μετακίνησης σχεδιασμού του διαφράγματος, πάνω από το επίπεδο της μόνωσης, για την δεδομένη διάταξη μονωτήρων και στη συνέχεια η εκτίμηση των δυναμικών χαρακτηριστικών. Αρχικά λοιπόν επιλέγεται μια μετατόπιση βάσει της οποίας υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές του διγραμμικού υστερητικού μοντέλου του κάθε μονωτήρα. Στη συνέχεια υπολογίζονται τα φασματικά μεγέθη για το φάσμα του επιβάλει ο κανονισμός και συγκρίνεται η τελική μετατόπιση με την αρχική επιλογή. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται μέχρι την σύγκλιση.

### 2.3.2 Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση

Η ιδιομορφική - δυναμική φασματική ανάλυση είναι μια μέθοδος δυναμικής ανάλυσης μιας κατασκευής, που υπόκειται σε σεισμική διέγερση, που καταλήγει σε μία σειρά στατικών αναλύσεων. Κατά την ανάλυση λαμβάνεται υπόψη η συμμετοχή της καμπτικής λειτουργίας των ορόφων μέσω των καμπτικών ιδιομορφών. Το φάσμα απόκρισης του κανονισμού εφαρμόζεται στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου, και συντίθενται οι απαραίτητοι συνδυασμοί φόρτισης. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης αποτελούν το μέτρο ώστε να κριθεί αν το επιλεχθέν σύστημα μόνωσης (από την ισοδύναμη στατική) είναι αποδεκτό. Σε περίπτωση που δεν πληρούνται οι απαραίτητοι έλεγχοι η διαδικασία επαναλαμβάνεται.

Για κάθε ιδιομορφή, η στατική ανάλυση της κατασκευής, υποκείμενης σε σεισμικές δυνάμεις, παρέχει την ιδιομορφική στατική απόκριση η οποία πολλαπλασιαζόμενη με την φασματική τεταγμένη της επιτάχυνσης παρέχει τη μέγιστη ιδιομορφική απόκριση. Επομένως, η μέθοδος της δυναμικής φασματικής ανάλυσης αποφεύγει την δυναμική ανάλυση μονοβάθμιων συστημάτων που είναι απαραίτητη για τη ανάλυση χρονοϊστορίας απόκρισης. Ωστόσο εξακολουθεί να είναι μια δυναμική μέθοδος ανάλυσης, επειδή χρησιμοποιεί τις ιδιότητες της ταλάντωσης της κατασκευής και τα δυναμικά χαρακτηριστικά της μόνωσης μέσω του φάσματος απόκρισης. Απλά δεν χρειάζεται να επιτελεσθεί κανένας

υπολογισμός χρονοϊστορίας απόκρισης, αφού αυτό έχει ήδη γίνει με τον υπολογισμό του φάσματος απόκρισης.

### 2.3.3 Μη γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας

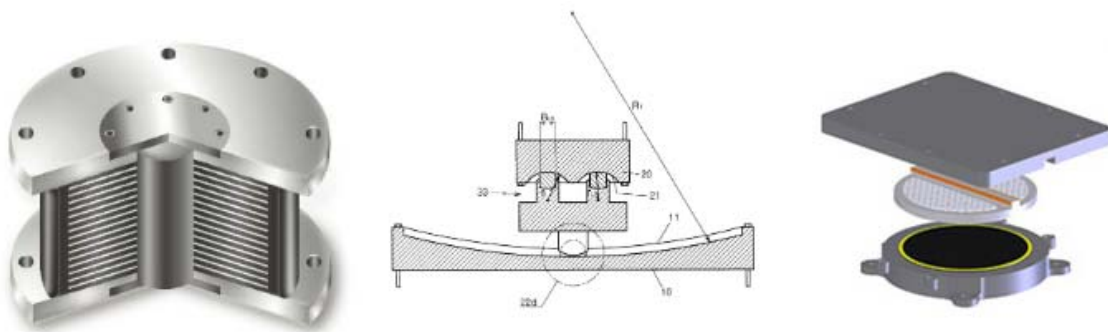
Κατά την ανάλυση αυτή θεωρείται ότι η ανωδομή συμπεριφέρεται ελαστικά και οι μονωτήρες μη γραμμικά (υστερητική συμπεριφορά). Έτσι, στην πραγματικότητα η μη γραμμική συμπεριφορά συγκεντρώνεται στο επίπεδο της μόνωσης, όπου λαμβάνει χώρα και η κατανάλωση ενέργειας. Στην πραγματικότητα η κατασκευή διεγείρεται από ένα σύνολο επιταχυνσιογραφήμάτων σεισμικών διεγέρσεων, τα οποία ολοκληρώνονται στη μονάδα του χρόνου και παράγεται η απόκριση υπό το συγκεκριμένο σύνολο σεισμών. Τα παραπάνω επιταχυνσιογραφήματα 5 – 7 επιλέγονται ώστε να ανταποκρίνονται στα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά της περιοχής της κατασκευής, αλλά και να προσεγγίζουν κατά το δυνατόν καλύτερα το φάσμα του κανονισμού κάτω από το οποίο έγινε ο σχεδιασμός. Στην κατεύθυνση αυτή υπάρχουν διάφορες μέθοδοι όπως αυτή του μέσου όρου των φασμάτων απόκρισης ή του γεωμετρικού μέσου όρου.

Η ανάλυση αυτή θεωρείται ιδιαίτερα ακριβής. Παρά ταύτα απαιτεί υπολογιστικό κόστος και αυξημένες απαιτήσεις λογισμικού. Για το λόγο αυτό δεν είναι ευρέως διαδεδομένη και γενικώς εφαρμόζεται σε περιπτώσεις έργων μεγάλης σημασίας.

## 2.4 Είδη Σεισμικών Μονωτήρων

Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης πρέπει να ικανοποιούν ένα σύνολο απαιτήσεων ώστε να είναι κατάλληλα για χρήση. Κάποιες από τις απαιτήσεις είναι:

1. Μικρή οριζόντια ακαμψία και ταυτόχρονα επαρκής έναντι πλευρικών ωθήσεων λόγω ανέμου, μικροδονήσεων κ.λ.π.
2. Κατακόρυφη ακαμψία ικανή και επαρκής για την μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων.
3. Επαρκής απόσβεση.
4. Δυνατότητα επανατοποθέτησης του συστήματος μετά από κάποιο σεισμικό γεγονός.



Σχήμα 2.8 Διάφοροι Τύποι Μονωτήρων

Στο εμπόριο υπάρχουν αρκετοί τύποι σεισμικών μονωτήρων οι οποίοι ικανοποιούν όλες ή μέρος των παραπάνω απαιτήσεων. Όλοι αυτοί οι τύποι θα πρέπει να έχουν περάσει από κατάλληλους ελέγχους ώστε να εξασφαλίζουν την ασφάλεια του συστήματος μόνωσης. Οι πιο χαρακτηριστικοί είναι:

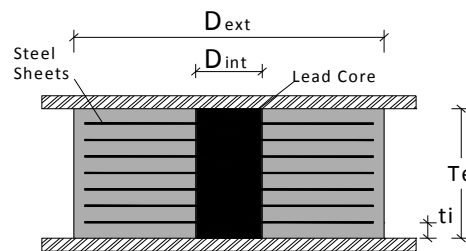
1. Απλά ελαστομεταλλικά εφέδρανα.
2. Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDRBs).
3. Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRBs).

4. Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου υψηλής απόσβεσης (LHDRBs).
5. Εφέδρανα τριβής.
6. Συστήματα ελατηρίων.

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας γίνεται αναφορά μόνο στα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου. Για το λόγο αυτό δεν γίνεται παρουσίαση των ιδιοτήτων των υπολοίπων τύπων.

#### 2.4.1 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRBs)

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου αποτελούνται από λεπτές στρώσεις φυσικού ελαστικού χαμηλής απόσβεσης, μεταξύ των οποίων παρεμβάλλονται μεταλλικά φύλλα ώστε να περιορίζονται οι διατμητικές παραμορφώσεις από κατακόρυφα φορτία. Στο εσωτερικό του εφεδράνου υπάρχει ένας μολύβδινος πυρήνας κυλινδρικής διατομής ο οποίος παρέχει την απαιτούμενη οριζόντια ακαμψία.



Σχήμα 2.9 Χαρακτηριστική Τομή LRB

Το φυσικό ελαστικό είναι ένα ανισότροπο υλικό του οποίου η συμπεριφορά είναι έντονα μη γραμμική όταν βρίσκεται υπό φόρτιση. Επίσης, παρατηρείται ιξοδοελαστική συμπεριφορά στις περιπτώσεις ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Όσον αφορά τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα η θεώρηση της γραμμικής θεωρίας ελαστικότητας κρίνεται αποδεκτή, λαμβάνοντας όμως υπόψη το σφάλμα που υπεισέρχεται λόγω της μη γραμμικότητας (μεγάλες παραμορφώσεις). Το σφάλμα αυτό είναι της τάξης του  $\pm 15\%$  και θεωρείται ανεκτό στα πλαίσια της επιδιωκόμενης ακρίβειας.

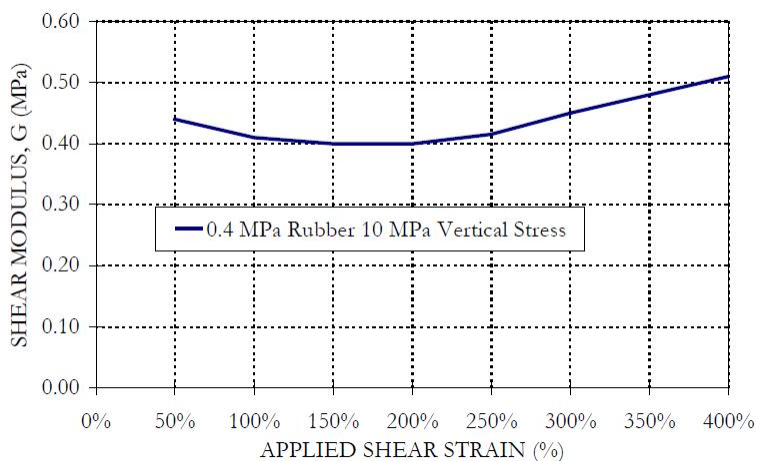


Σχήμα 2.10 Εφέδρανο LRB

Το μέτρο διόγκωσης  $K$  (Bulk Modulus) του φυσικού ελαστικού είναι πολύ μεγαλύτερο από το μέτρο ελαστικότητας  $E$ . Έτσι, για πρακτικούς σκοπούς ο λόγος Poisson  $\nu$  μπορεί να θεωρείται ίσος με 0.5 και το φυσικό ελαστικό ασυμπίεστο ακόμα και κάτω από υψηλά φορτία. Παρακάτω (Πίνακας 2.1) παρουσιάζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά του φυσικού ελαστικού καθώς και μια εικόνα της μεταβολής του μέτρου διάτμησης του με την μεταβολή της παραμόρφωσης.

Πίνακας 2.1 Χαρακτηριστικά Φυσικού Ελαστικού

Σκληρότητα IRHD $\pm 2$	Μέτρο Ελαστικότητας $E$ (MPa)	Μέτρο Διάτμησης $G$ (MPa)	$k$	Παραμόρφωση Θραύσης (%)
37	1.35	0.4	0.87	650
40	1.50	0.45	0.85	600
45	1.80	0.54	0.80	600
50	2.20	0.64	0.73	500
55	3.25	0.81	0.64	500
60	4.45	1.06	0.57	400

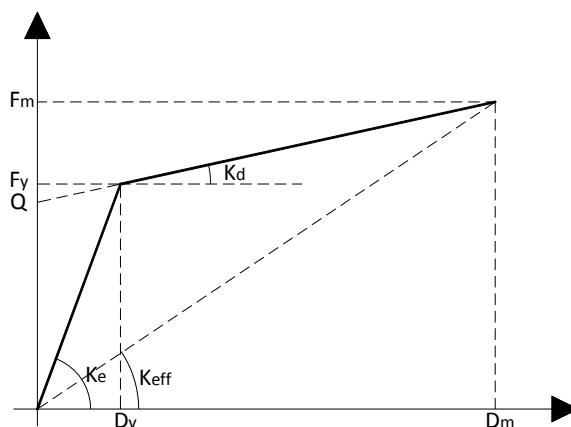


Σχήμα 2.11 Μεταβολή του Μέτρου Διάτμησης Ελαστικού

Η συμπεριφορά του ελαστικού είναι πρακτικώς ελαστική και το μέτρο διάτμησης του είναι αρκετά μικρό ώστε να εξασφαλίζεται η οριζόντια ευκαμψία της διάταξης. Αντιθέτως, ο μολύβδος παρουσιάζει μια ελαστική – απολύτως πλαστική συμπεριφορά, με υψηλή αρχική ακαμψία, η οποία του επιτρέπει να καταναλώνει υστερητική ενέργεια για παραμορφώσεις πάνω από την διαρροή. Η τάση διαρροής του μολύβδου είναι της τάξης των  $\sigma_y = 10.5 \text{ MPa}$ . Ως γνωστών η υστερητική ενέργεια ισούται με το εμβαδόν της περιοχής που δημιουργείται κατά την διαδικασία της φόρτισης και αποφόρτισης, λόγω της μη γραμμικής συμπεριφοράς του υλικού. Στο σημείο αυτό αξίζει να σημειωθεί η αδυναμία απορρόφησης ενέργειας για φορτίσεις οι οποίες δεν οδηγούν σε περιοχές πέραν της διαρροής (μικροδομήσεις, ασθενή σεισμικά γεγονότα κ.λπ.). Έτσι πρέπει να λαμβάνεται ειδική μέριμνα με βοηθητικά συστήματα απόσβεσης στην περίπτωση που η κατασκευή φιλοξενεί ευπαθή εξοπλισμό.

Η συμπεριφορά των LRBS διέπεται από ένα διγραμμικό μοντέλο δύναμης παραμόρφωσης (Σχήμα 2.12). Αυτό διότι συνεισφέρει τόσο η γραμμική συμπεριφορά του ελαστικού όσο και η γραμμική – απόλυτα πλαστική συμπεριφορά του μολύβδου. Η αρχική ελαστική ακαμψία  $K_e$  δεν είναι γενικώς γνωστή και εκφράζεται συνήθως συναρτήσει της

μετελαστικής ακαμψίας  $K_d$ . Ως  $K_d$  ορίζεται η διατμητική ακαμψία του ελαστικού και είναι ένα μέγεθος το οποίο μπορεί εύκολα να προσδιοριστεί εάν είναι γνωστά τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού.



Σχήμα 2.12 Διγραμμικό Μοντέλο Δύναμης - Μετατόπισης LRB

Η προσομοίωση της συμπεριφοράς ενός LRB γίνεται συνήθως ορίζοντας μία ενεργό τιμή της οριζόντιας ακαμψίας  $K_{eff}$ , και αντίστοιχα μια ενεργό τιμή του λόγου αποσβέσεως  $\xi_{eff}$ . Η αρχική ακαμψία του συστήματος είναι αρκετά υψηλή (ισχύει γενικώς  $K_e \cong 10K_d$ ), αλλά με την αύξηση της έντασης της διέγερσης παρατηρείται μια μείωση η οποία γενικώς βελτιώνει την αποτελεσματικότητα της μόνωσης.

Η ακαμψία του μετελαστικού κλάδου ισούται με την ακαμψία του ελαστομεταλλικού μέρους του LRB και μπορεί εύκολα να προσδιοριστεί.

$$K_d = f_L \cdot G \frac{\pi(D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4(n \cdot t_i)} = G^* \frac{\pi(D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4(n \cdot t_i)} \quad (2.18)$$

Ο συντελεστής  $f_L$  λαμβάνει υπόψη την μετελαστική ακαμψία του μολύβδου λόγω της μη τέλει πλαστικής συμπεριφοράς. Συνήθως λαμβάνεται υπόψη θεωρώντας αυξημένο μέτρο διάτμησης  $G^*$ .

Η δύναμη διαρροής του μολύβδου υπολογίζεται θεωρώντας μια μικρότερη (της ονομαστικής) τιμή της τάσης διαρροής  $\sigma_y$ . Αυτό διότι λαμβάνεται υπόψη η επάρκεια της περισφιγξης του πυρήνα από τις μεταλλικές πλάκες.

$$Q = \frac{\pi D_{int}^2}{4} \sigma_y \quad (2.19)$$

Η ενεργός ακαμψία ορίζεται ως η κλίση της ευθείας μεταξύ των δύο ακραίων κορυφών του βρόχου υστέρησης στη θέση της μέγιστης μετατόπισης. Για μετατοπίσεις μικρότερες της μετατόπισης διαρροής η ενεργός ακαμψία ισούται με την ελαστική ακαμψία του συστήματος, ενώ για πολύ μεγάλες μετατοπίσεις τείνει την μετελαστική ακαμψία.

$$K_{eff} = K_d + \frac{Q}{D_m} \quad (2.20)$$

Η μέγιστη δύναμη που μπορεί να αναλάβει η διάταξη δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$F_m = Q + K_d \cdot D_m \quad (2.21)$$



Και οι μετακίνηση διαρροής και δύναμη διαρροής είναι αντίστοιχα:

$$D_y = \frac{Q}{K_e - K_d} \quad (2.22)$$

$$F_y = K_e \cdot D_y \quad (2.23)$$

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου είναι ικανά να αναλάβουν μεγάλες οριζόντιες μετατοπίσεις εμφανίζοντας ταυτόχρονα μεγάλες παραμορφώσεις. Επομένως, στα πλαίσια ενός σωστού σχεδιασμού πιθανές αστοχίες λόγω μεγάλων μετατοπίσεων, λυγισμού δεν θα πρέπει να θεωρούνται αποδεκτές. Παρά ταύτα, η ύπαρξη μικροαστοχιών στο σώμα του ελαστικού είναι ικανή να προκαλέσει ρωγμές οι οποίες με τον χρόνο διευρύνονται και οδηγούν στην ολική αστοχία.

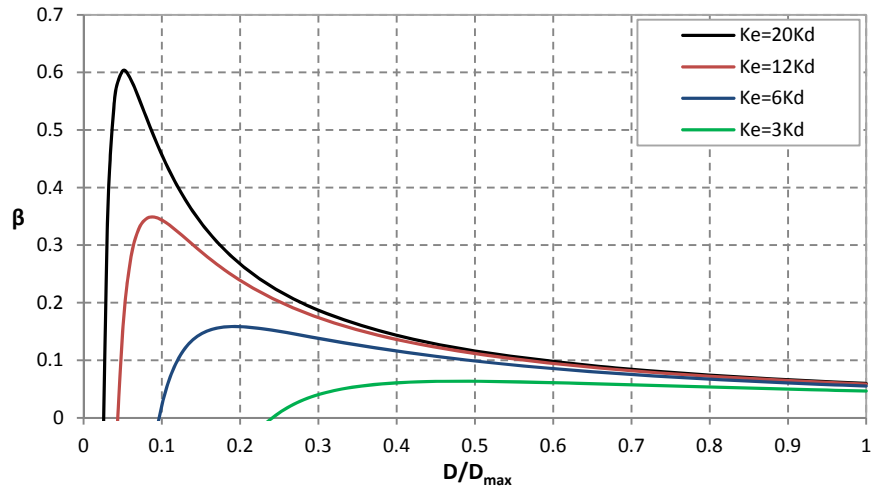


Σχήμα 2.13 LRB υπό Οριζόντια Διαμητική Παραμόρφωση

Η υστερητική ενέργεια που καταναλώνεται από το σύστημα είναι συνάρτηση της μέγιστης μετατόπισης. Η ενέργεια αυτή μετατρέπεται σε ένα ισοδύναμο βαθμό απόσβεσης ενός ιξώδους αποσβεστήρα (απόσβεση ανάλογη της ταχύτητας), ο οποίος υπό τη δεδομένη μετατόπιση  $D_m$  καταναλώνει τόση ενέργεια όση και ο υστερητικός βρόχος.

$$\beta = \frac{W_D}{2\pi K_{\max} D_m^2} \Rightarrow \beta = \frac{4Q(D_m - D_y)}{2\pi K_{\max} D_m^2} \quad (2.24)$$





Σχήμα 2.14 Ενεργός Απόσβεση Συνάρτησις της Μετατόπισης Για Διαφορετικές Τιμές της Ελαστικής Ακαμψίας

Η εξάρτηση της απόσβεσης από τη μετατόπιση γίνεται εμφανής στο παραπάνω διάγραμμα (Σχήμα 2.14), όπου για διαφορετικούς λόγους μεταξύ ελαστικής και μετελαστικής ακαμψίας παρατηρούμε μεγάλες τιμές απόσβεσης στις μικρές μετατοπίσεις. Καθώς η μετατόπιση τείνει στη μεγίστη τιμή της παρατηρούμε ότι όλες οι καμπύλες προσεγγίζουν μια μοναδική τιμή απόσβεσης ανεξαρτήτως της αρχικής ακαμψίας. Έτσι, μπορούμε να πούμε ότι η ίδια καμπύλη υστέρησης μπορεί να έχει διαφορετική κατανομή απόσβεσης, ανάλογα με την επιλογή της αρχικής ελαστικής ακαμψίας.



---

# Κεφάλαιο 3

---

## Κανονιστικό Πλαίσιο

### 3.1 Γενικά

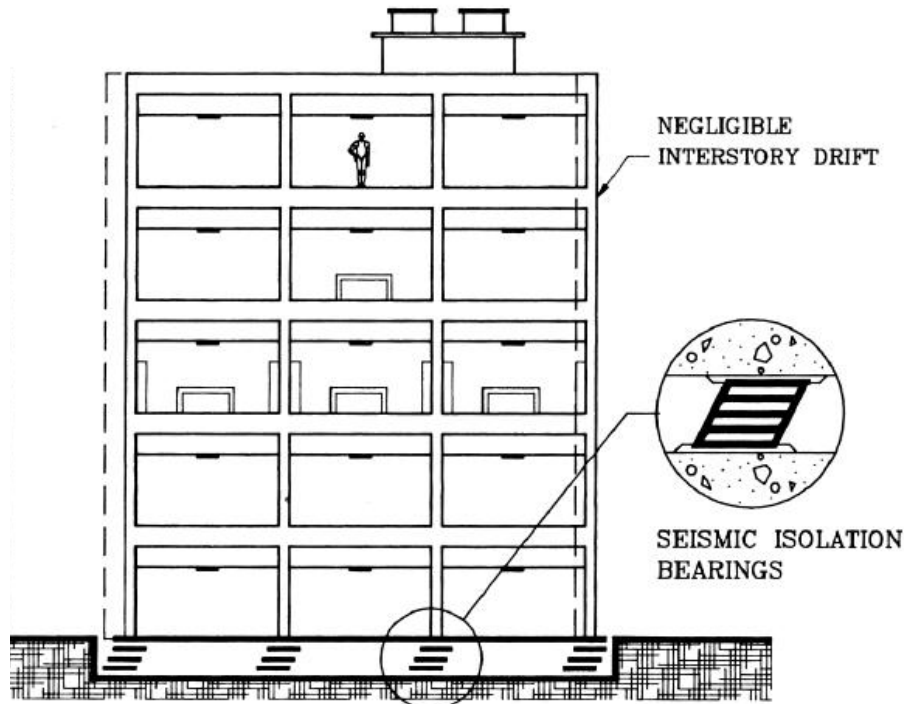
Ο σχεδιασμός της σεισμικής μόνωσης μιας κατασκευής απαιτεί την διασφάλιση της επαρκούς λειτουργίας του συνόλου της διάταξης. Με άλλα λόγια πέρα από το καθαρά σχεδιαστικό σκέλος πρέπει να πληρείται ένα σύνολο περιορισμών σχετικών με τις διατμητικές παραμορφώσεις του ελαστικού, το μέγιστο κατακόρυφο φορτίο, την απομείωση της οριζόντιας ακαμψίας κ.λπ. Όσον αφορά τα LRBs, η διατμητικές παραμορφώσεις που μπορούν να αναληφθούν είναι αρκετά μεγάλες και συνήθως δεν παρατηρούνται υπερβάσεις του ανώτατου ορίου. Έτσι, ο περιορισμός του μέγιστου κατακόρυφου φορτίου έχει να κάνει κυρίως με την απαίτηση μη ύπαρξης λυγισμού και λιγότερο με την απαίτηση περιορισμένων διατμητικών παραμορφώσεων λόγω κατακόρυφης φόρτισης.

Στις επόμενες παραγράφους επιχειρείται η αναλυτική παρουσίαση του κανονιστικού πλαισίου σχεδιασμού συστημάτων σεισμικής μόνωσης αποτελούμενων από ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου.

### 3.2 Περιγραφή Κανονιστικών Διατάξεων

Στη συγκεκριμένη εργασία γίνεται παρουσίαση δύο κανονισμών σχεδιασμού συστημάτων σεισμικής μόνωσης. Ο πρώτος είναι ο AASHTO 2006 (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) [1], ένας ευρύς αμερικανικός κανονισμός ο οποίος απευθύνεται κυρίως στον αντισεισμικό σχεδιασμό γεφυρών. Ο δεύτερος είναι ο EC8 (*Eurocode 8*) [6], το μέρος εκείνο του ευρωπαϊκού κανονισμού που απευθύνεται στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών. Όσον αφορά τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα, ο κανονισμός αυτός υιοθετεί στη πραγματικότητα τις σχέσεις του EN 1337-3 (*European Standards – Elastomeric Bearings*) [5].

Οι παραπάνω κανονισμοί θεωρούν ότι τα δομικά στοιχεία τα οποία βρίσκονται πάνω από το επίπεδο της μόνωσης θα πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να αναλαμβάνουν οριζόντιο φορτίο ίσο με το φορτίο της δυναμικής απόκρισης των μονωτήρων. Ακόμα, θα πρέπει το σύστημα που υιοθετείται να είναι επαρκές έναντι της μέγιστης μετατόπισης κατά την διάρκεια του σεισμικού επεισοδίου, καθώς αυτή αποτελείται από την μετατόπιση σχεδιασμού του διαφράγματος συν την μετατόπιση λόγω στρέψης.



Σχήμα 3.1 Απόκριση Μονωμένης Κατασκευής Κατά τη Διάρκεια Σεισμικού Γεγονότος

Οι αμερικανικοί κανονισμοί όπως ο AASHTO ή ο UBC (*Uniform Building Code*) εισαγάγουν δύο επίπεδα σεισμών, το σεισμό σχεδιασμού (*Design Basis Earthquake*) και το μέγιστο πιθανό (*Maximum Capable Earthquake*). Ο πρώτος αντιστοιχεί στο σεισμό ο οποίος έχει 10% πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια (περίοδος επαναφοράς 475 χρόνων). Ο δεύτερος αναφέρεται στο μέγιστο επίπεδο σεισμικού επεισοδίου που μπορεί ποτέ να συμβεί. Αυτός ο σεισμός αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 100 χρόνια (περίοδος επαναφοράς 1000 χρόνων).

### 3.3 Διαδικασία Σχεδιασμού

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, η διαδικασία σχεδιασμού εστιάζει στην απλή ισοδύναμη στατική μέθοδο. Αυτό λόγω του γεγονότος ότι σε σεισμικά μονωμένες κατασκευές η μετακίνηση είναι συγκεντρωμένη στο επίπεδο της μόνωσης και κατ' επέκταση το κτίριο μπορεί να θεωρηθεί ως άκαμπτο σώμα. Ο σχεδιασμός βασίζεται σε μία μόνο ιδιομορφή και οι δυνάμεις της ανωδομής μπορούν εύκολα να υπολογιστούν από τις δυνάμεις που αναπτύσσονται στους μονωτήρες.

Η στατική ανάλυση παρέχει ένα ελάχιστο όριο της μετακίνησης σχεδιασμού, και είναι ιδιαίτερα χρήσιμη τόσο σε επίπεδο προμελέτης όσο και σαν ένα μέτρο σύγκρισης για τις μετέπειτα δυναμικές αναλύσεις.

Βασική παραδοχή κατά την ισοδύναμη στατική ανάλυση είναι αυτή του σταθερού φάσματος ταχυτήτων στη περιοχή μεταξύ 1.0-3.0 sec (περιοχή μονωμένων κατασκευών). Η

φασματική μετακίνηση υπολογίζεται συναρτήσει της φασματικής επιτάχυνσης από την ακόλουθη σχέση:

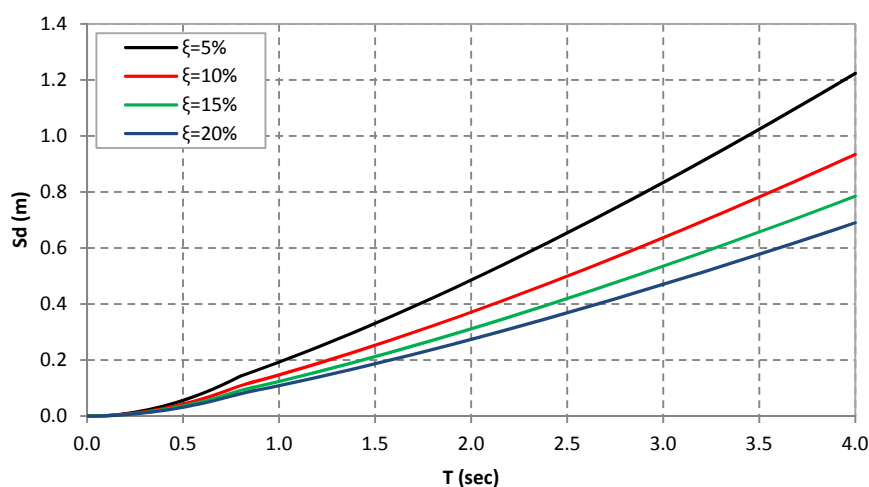
$$S_d = \frac{S_v}{\omega} = \frac{S_a}{\omega^2} \Rightarrow S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3.1)$$

Η ενεργός απόσβεση του συστήματος υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\xi = \frac{\text{Συνολικό Εμβαδόν Βρόχου Υστέρισης}}{2\pi K_{\max} D_d^2} \quad (3.2)$$

Ενώ ο μειωτικός συντελεστής λόγω απόσβεσης ορίζεται (ΕΑΚ 2000):

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \quad (3.3)$$

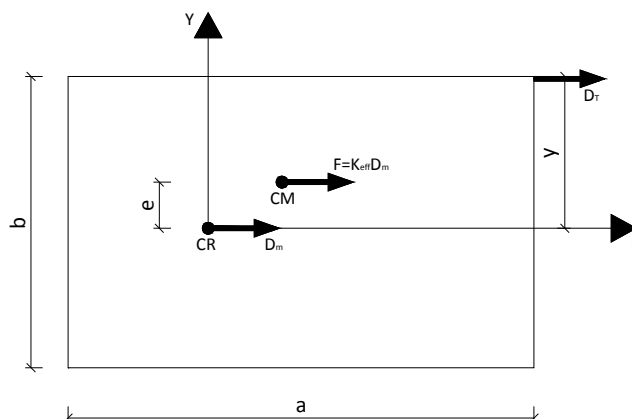


Σχήμα 3.2 Φάσμα Ταχυτήτων για Διαφορετικές Τιμές του Λόγου Απόσβεσης

Κατά το σχεδιασμό απαιτείται η χρήση επαναληπτικής διαδικασίας για τον υπολογισμό της μετατόπισης σχεδιασμού του διαφράγματος της μόνωσης. Τούτο διότι τόσο η ιδιοπερίοδος όσο και η απόσβεση του συστήματος εξαρτώνται από τη μετατόπιση. Για δεδομένη διάταξη εφεδράνων, η επαναληπτική διαδικασία είναι η ακόλουθη:

1. Επιλογή μιας αρχικής αυθαίρετης μετατόπισης.
2. Υπολογισμός των χαρακτηριστικών ποσοτήτων του διγραμμικού μοντέλου φορτίου – μετατόπισης.
3. Υπολογισμός της απόσβεσης.
4. Υπολογισμός της ιδιοπεριόδου.
5. Υπολογισμός της φασματικής επιτάχυνσης για το δεδομένο επίπεδο σχεδιασμού.
6. Υπολογισμός της φασματικής μετατόπισης.
7. Έλεγχος σύγκλισης τελικής – αρχικής μετατόπισης. Αν ο έλεγχος ικανοποιείται η διαδικασία τερματίζει, αλλιώς για την νέα μετατόπιση η διαδικασία επιστρέφει στο βήμα 2 και επαναλαμβάνεται.

Σχήμα 3.3 Διάγραμμα Ροής Διαδικασίας Σχεδιασμού Συστήματος Σεισμικής Μόνωσης



Σχήμα 3.4 Διαστάσεις Υπολογισμού της Συνολικής Μετατόπισης Σημείου

Η συνολική μετατόπιση σχεδιασμού ενός εφεδράνου ισούται με το άθροισμα της μετακίνησης του κέντρου ακαμψίας του διαφράγματος ( $D_m$ ) συν τη μετατόπιση λόγω της στροφής του κέντρου ελαστικής στροφής ως προς την κατακόρυφο.

$$D_T = D_d \left( 1 + y \frac{12e}{a^2 + b^2} \right) \quad (3.4)$$

Ως  $e$  ορίζεται η πραγματική εκκεντρότητα συν μια τυχηματική εκκεντρότητα (5%) και  $y$  η απόσταση του εφεδράνου κάθετα προς τη σεισμική φόρτιση. Η στροφή της διάταξης ως προς τον κατακόρυφο άξονα δίνεται από την ακόλουθη σχέση (για ορθογωνικές κατόψεις):

$$g = \frac{K_{eff} \cdot D_m \cdot e}{K_{eff} \left[ \frac{(a^2 + b^2)}{12} \right]} \Rightarrow g = \frac{12 \cdot D_m \cdot e}{a^2 + b^2} \quad (3.5)$$

### 3.4 Βασικές Μεταβλητές Σχεδιασμού

Ορίζεται ο συντελεστής σχήματος  $S$  ο οποίος ισούται με το λόγο του εμβαδού της φορτιζόμενης επιφάνειας προς την ελεύθερη επιφάνεια. Ως φορτιζόμενη ορίζεται η επιφάνεια της κάτοψης του ελαστομεταλλικού εφεδράνου, ενώ ως ελεύθερη ορίζεται η παράπλευρη επιφάνεια. Έτσι, για κυκλικό εφέδρανο διαμέτρου  $D$  ισχύει:

$$S = \frac{\pi D^2 / 4}{2\pi (D/2) \cdot t_i} \Rightarrow S = \frac{D}{4t_i} \quad (3.6)$$

Αντίστοιχα, στην περίπτωση του LRB όπου υπάρχει και η εσωτερική οπή ο συντελεστής σχήματος είναι:

$$S = \frac{D_{ext} - D_{int}}{4t_i} \quad (3.7)$$

Η συμπεριφορά ενός ελαστομεταλλικού εφεδράνου σε κατακόρυφη συμπίεση κατά την αρχική φάση της φόρτισης είναι ιδιαίτερα μη γραμμική και εξαρτάται από πολλούς παράγοντες που δεν μπορούν να προβλεφτούν αναλυτικά.

$$K_v = \frac{E_c A_r}{n \cdot t_i} \quad (3.8)$$

Ο υπολογισμός του μέτρου συμπίεσότητας  $E_c$  γίνεται κάνοντας την παραδοχή γραμμικής ελαστικής συμπεριφοράς και μικρών παραμορφώσεων. Μια από τις θεωρίες που εφαρμόζονται για τον υπολογισμό του  $E_c$  είναι αυτή των Conversy, Chalhoub και Kelly.

Η θεώρηση βασίζεται στην γραμμική ελαστική θεωρία με τις παραδοχές ότι σημεία σε κατακόρυφες ευθείες βρίσκονται σε παραβολή μετά την παραμόρφωση και ότι σε κάθε σημείο του όγκου οι ορθές τάσεις έχουν την ίδια τιμή  $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = p(x, y)$ .

Για παραδοχή ασυμπίεστου υλικού το μέτρο ελαστικότητας κυκλικής διατομής δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$E_c^\infty = 8GS^2 \quad (3.9)$$

Για συμπίεστο ελαστικό το μέτρο ελαστικότητας ορίζεται συναρτήσει του  $E_c^\infty$  και του μέτρου διόγκωσης  $K$ , από την ακόλουθη σχέση:

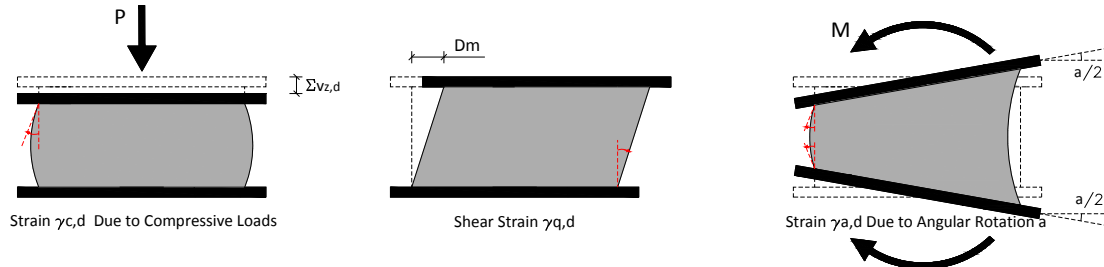
$$E_c = E_c^\infty \left( 1 - \frac{4E_c^\infty}{3K} \right) \quad (3.10)$$

Οι διατμητικές παραμορφώσεις που μπορεί να αναλάβει ένα ελαστομεταλλικό εφέδρανο είναι οι ακόλουθες:

1. Διατμητική παραμόρφωση λόγω κατακόρυφου θλιπτικού φορτίου
2. Διατμητική παραμόρφωση λόγω οριζόντιας μετατόπισης

### 3. Διατμητική παραμόρφωση λόγω στροφής των ακραίων πλακών

Οι τρεις αυτές παραμορφώσεις (Σχήμα 3.5) ενεργούν ταυτόχρονα κατά την λειτουργία ενός εφεδράνου. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, ένας από τους λόγους τοποθέτησης μεταλλικών φύλλων στο εσωτερικό των εφεδράνων είναι ο περιορισμός των διατμητικών παραμορφώσεων λόγω κατακόρυφου φορτίου.



Σχήμα 3.5 Χαρακτηριστικές Διατμητικές Παραμορφώσεις Ελαστομεταλλικού Εφεδράνου

Η δυσκαμψία λόγω καμπτικής στροφής των άκρων δίνεται κατ' αντιστοιχία με την θεωρία δοκών από την έκφραση:

$$K_b = \frac{EI_{eff}}{n \cdot t_i} \quad (3.11)$$

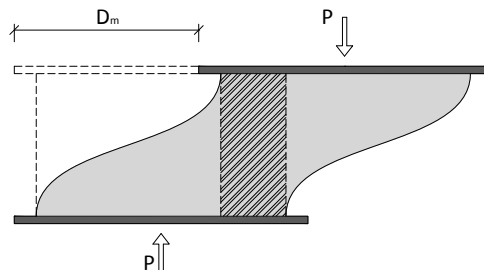
Για παραδοχή ασυμπίεστου υλικού η ενεργός καμπτική δυσκαμψία μιας στρώσης ελαστικού κυκλικού εφεδράνου είναι:

$$(EI)_{eff}^{\infty} = E_c^{\infty} \left( \frac{1}{3} \frac{\pi D^4}{64} \right) \quad (3.12)$$

Και για παραδοχή συμπιεστού υλικού:

$$(EI)_{eff} = (EI)_{eff}^{\infty} \left( 1 - \frac{E_c^{\infty}}{2K} \right) \quad (3.13)$$

Ακόμα, ορίζεται το κρίσιμο φορτίο λυγισμού, το οποίο αποτελεί το μέγιστο επιτρεπτό φορτίο έτσι ώστε να αποφευχθούν αστοχίες αντίστοιχες του λυγισμού ενός υποστυλώματος. Μια αστοχία αυτού του τύπου οφείλεται στη χαμηλή διατμητική ακαμψία του εφεδράνου.



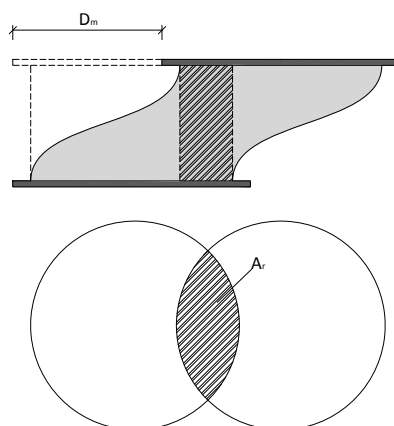
Σχήμα 3.6 Οριακές Συνθήκες Λυγισμού εφεδράνου υπό Κατακόρυφη Φόρτιση

Η τιμή του κρίσιμου φορτίου λυγισμού είναι ιδιαίτερως σημαντική καθώς επηρεάζει άμεσα την οριζόντια ακαμψία. Έτσι, όταν το κατακόρυφο φορτίο είναι συγκρίσιμο με το κρίσιμο φορτίο λυγισμού η τιμή της οριζόντιας ακαμψίας μειώνεται σημαντικά.



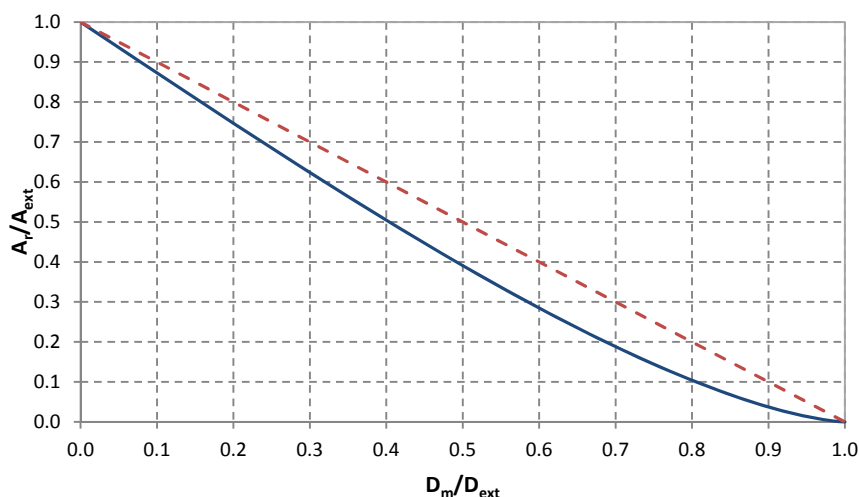
$$K_H^* = K_H \left[ 1 - \left( \frac{P}{P_{cr}} \right)^2 \right] \quad (3.14)$$

Ορίζεται επίσης η ενεργός επιφάνεια  $A_r$  (Σχήμα 3.7) ως η εναπομένουσα επιφάνεια αλληλοεπικάλυψης μετά την παραμόρφωση του εφεδράνου. Στην περίπτωση ορθογωνικών εφεδράνων ο υπολογισμός της συγκεκριμένης επιφάνειας είναι απλός, δυσχεραίνει όμως στην περίπτωση κυκλικών εφεδράνων. Όπως θα δούμε στη συνέχεια οι κανονισμοί προτείνουν διάφορες σχέσεις υπολογισμού της ενεργού επιφάνειας κυκλικού εφεδράνου.



Σχήμα 3.7 Ενεργός Επιφάνεια Κυκλικού Εφεδράνου

Για μεγάλες τιμές μετατόπισης η ενεργός επιφάνεια εκφυλίζεται και λαμβάνει μηδενική τιμή στην περίπτωση που η σεισμική μετατόπιση γίνει ίση με τη διάμετρο του εφεδράνου (Σχήμα 3.8). Σε αυτή τη περίπτωση η ευστάθεια του μονωτήρα είναι ανεπαρκής και επέρχεται αστοχία λόγω κατακόρυφης φόρτισης, ανάλογη με τον λυγισμό ενός υποστυλώματος.



Σχήμα 3.8 Μεταβολή Ενεργού Επιφάνειας Συναρτήσει της Μετατόπισης

### 3.5 Απαιτήσεις AASHTO

Σύμφωνα με τον συγκεκριμένο κανονισμό ο συντελεστής σχήματος για κυκλικά εφείδρανα δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$S_i = \frac{A_{ext} - A_{int}}{\pi \cdot D_{ext} \cdot t_i} \quad (3.15)$$

Ο συντελεστής αυτός έχει ιδιαίτερη σημασία καθώς επηρεάζει άμεσα στην κατακόρυφη ακαμψία και την αντίστοιχη αντοχή.

Η ενεργός επιφάνεια είναι η επιφάνεια εκείνη που απομένει μετά την οριζόντια μετατόπιση του εφεδράνου (Σχήμα 3.7). Για κυκλικά εφέδρανα δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$A_r = 0.5 \cdot \left[ D_{ext}^2 \cdot \sin^{-1} \left( \frac{\sqrt{D_{ext}^2 - D_m^2}}{D_{ext}} \right) - D_m \cdot \sqrt{D_{ext}^2 - D_m^2} \right] \quad (3.16)$$

Η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω κατακόρυφου θλιπτικού φορτίου δίνεται από τη σχέση:

$$\gamma_c = \frac{3 \cdot S \cdot P}{2 \cdot A_r \cdot G \cdot (1 + 2 \cdot k \cdot S^2)} \quad S \leq 15$$

$$\gamma_c = \frac{3 \cdot P \cdot \left( 1 + 8 \cdot G \cdot k \cdot \frac{S^2}{K} \right)}{4 \cdot G \cdot k \cdot S \cdot A_r} \quad S > 15 \quad (3.17)$$

Η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω οριζόντιας μετατόπισης δίνεται από τη σχέση:

$$\gamma_{s,s} = \frac{D_m}{n \cdot t_i} \quad (3.18)$$

Η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω στροφής περί οριζόντιο άξονα δίνεται από τη σχέση:

$$\gamma_r = \frac{D_{ext}^2}{2 \cdot t_i \cdot \sum t_i} \cdot a \quad (3.19)$$

Το κρίσιμο φορτίο λυγισμού (§ 3.3) ορίζεται ως ακολούθως:

$$P_{cr}^0 = \frac{R}{2} \cdot \left( \sqrt{1 + \frac{4 \cdot T \cdot Q^2}{R}} - 1 \right) \quad (3.20)$$

Όπου οι σταθερές T, R και Q υπολογίζονται ως εξής:

$$T = E_b \cdot I \cdot \frac{T_e}{n \cdot t_i}$$

$$R = K_d \cdot T_e \quad (3.21)$$

$$Q = \frac{\pi}{T_e}$$

Το κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην παραμορφωμένη θέση είναι:

$$P_{cr} = P_{cr}^0 \cdot \frac{A_r}{A_{ext}} \quad (3.22)$$

Στη περίπτωση λυγισμού το μέτρο ελαστικότητας  $E_b$  ορίζεται συναρτήσει του μέτρου διάτμησης ( $E \cong 4G$ ) και δίνεται για ασυμπιεστο και συμπιεστό ελαστικό από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$E_b = \begin{cases} 4G(1+2kS^2), & \text{ασυμπιεστο ελαστικό} \\ \frac{1}{\frac{1}{8GkS^2} + \frac{1}{K}}, & \text{συμπιεστό ελαστικό} \end{cases} \quad (3.23)$$

Σύμφωνα με τον κανονισμό οι τιμές των διατμητικών παραμορφώσεων δεν πρέπει να υπερβαίνουν κάποια άνω όρια. Τα όρια αυτά είναι:

$$\begin{aligned} \gamma_c &\leq 2.5 \\ \gamma_c + \gamma_{s,s} + 0.5\gamma_r &\leq 5.5 \end{aligned} \quad (3.24)$$

### 3.6 Απαιτήσεις Eurocode 8

Η ενεργός επιφάνεια για κυκλικά εφάδρανα δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\begin{aligned} A_r &= (\delta - \sin \delta) \frac{D_{ext}^2}{4} \\ \delta &= 2 \cos^{-1} \left( \frac{D_{Ed}}{D_{ext}} \right) \\ D_{Ed} &= \sqrt{D_{d,x}^2 + D_{d,y}^2} \end{aligned} \quad (3.25)$$

Σε κάθε σημείο του εφεδράνου, το άθροισμα των παραμορφώσεων εξαιτίας της επίδρασης της φόρτισης δίνεται από την ακόλουθη έκφραση:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{t,d} &= \varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{a,d} \\ \varepsilon_{t,d} &\leq 7.0 \\ \varepsilon_{q,d} &\leq 1.0 \end{aligned} \quad (3.26)$$

Η διατμητική παραμόρφωση σχεδιασμού λόγω κατακόρυφου θλιπτικού φορτίου δίνεται από τη σχέση:

$$\varepsilon_{c,d} = \frac{1.5 \cdot P}{A_r \cdot G \cdot S} \quad (3.27)$$

Η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω οριζόντιας μετατόπισης δίνεται από τη σχέση:

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{D_{Ed}}{n \cdot t_i} \quad (3.28)$$

Η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω στροφής περί οριζόντιο άξονα δίνεται από τη σχέση:

$$\varepsilon_{a,d} = \frac{D_{ext}^2 \cdot a_d \cdot t_i}{2 \cdot \sum t_i^3} \quad (3.29)$$

$$a_d = \sqrt{a_x^2 + a_y^2}$$

Το κρίσιμο φορτίο λυγισμού ορίζεται ως ακολούθως:

$$P_{cr} = \frac{2 \cdot D' \cdot G \cdot S}{3T_e} A_r \quad (3.30)$$

Ακόμα, για τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα θα πρέπει να υπολογιστεί το πάχος των χαλύβδινων ελασμάτων που εμπεριέχονται στο σώμα του ελαστικού. Σε κάθε περίπτωση το πάχος αυτό δεν θα πρέπει να είναι μικρότερο από 2 mm. Η σχέση που προτείνεται είναι η ακόλουθη:

$$t_{si} = \frac{K_p \cdot P \cdot (t_1 + t_2) \cdot K_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y} \quad (3.31)$$

Όπου,  $K_p$ : Συντελεστής διόρθωσης τάσης,  $K_p=1.3$

$K_h$ : Συντελεστής αποφυγής εφελκυστικών τάσεων,  $K_h=2.0$  για LRBs

$\gamma_m$ : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας,  $\gamma_m=1.0$

Τέλος, ορίζεται και ένας περιορισμός σχετικός με τη συνολική βύθιση του εφεδράνου εξαιτίας της στροφής. Ο περιορισμός αυτός, για κυκλικά εφέδρανα, είναι ο ακόλουθος:

$$\sum v_{z,d} - \frac{D' \cdot a_d}{K_{r,d}} \geq 0 \quad (3.32)$$

Όπου,  $K_{r,d}$ : Στροφικός Συντελεστής,  $K_{r,d}=1.0$

$$\sum v_{z,d} : \text{ Η συνολική κατακόρυφη απόκλιση, } \sum v_{z,d} = \sum \frac{P \cdot t_i}{A'} \left( \frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{K} \right)$$

---

# Κεφάλαιο 4

---

## Αλγόριθμος Βελτιστοποίησης PSO

### 4.1 Γενικά

Ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης PSO (Particle Swarm Optimization Algorithm) είναι ένας στοχαστικός αλγόριθμος, ο οποίος είναι βασισμένος στη συμπεριφορά μίας αποικίας ή σμήνους πουλιών ή ψαριών και προτάθηκε για πρώτη φορά από τους Kennedy & Eberhart 1995 [8]. Στη πραγματικότητα ο αλγόριθμος μιμείται τη κοινωνική συμπεριφορά αυτών των οργανισμών κατά τη διαδικασία εύρεσης τροφής. Ο PSO χρησιμοποιεί κάποια άτομα (particles), τα οποία αποτελούν μια δυνητική λύση στο χώρο των πιθανών λύσεων. Κάθε άτομο της κοινωνίας (particle) συμπεριφέρεται με τον δικό του μοναδικό τρόπο, χρησιμοποιώντας τις ατομικές του πληροφορίες αλλά και τις πληροφορίες που έχουν συλλεχτεί από το υπόλοιπο σμήνος (swarm). Αν κάποιο άτομο (particle) βρει μια διαδρομή η οποία οδηγεί στη τροφή, το υπόλοιπο σμήνος (swarm) θα ενημερωθεί και θα ξεκινήσει να κατευθύνεται προς τη διαδρομή αυτή, ακόμα και αν βρίσκεται πολύ μακριά.

Στη γενική περίπτωση της βελτιστοποίησης πολλών μεταβλητών το σμήνος (swarm) θεωρείται ότι έχει ένα δεδομένο μέγεθος (το οποίο θεωρείται σταθερό ή δίνεται από το χρήστη), και κάθε άτομο (particle) κατέχει μια αρχική τυχαία θέση μέσα στο πολυδιάστατο χώρο. Το κάθε άτομο περιπλανιέται εντός του χώρου σχεδιασμού κρατώντας στη μνήμη του την καλύτερη έως τότε θέση. Η θέση του κάθε ατόμου (particle) επαναπροσδιορίζεται ανάλογα με τις πληροφορίες που υπάρχουν σχετικά με την καλύτερη θέση από τα υπόλοιπα μέλη του σμήνους.

**Σχήμα 4.1 Κατανομή στο Δισδιάστατο Χώρο Σμήνος 22 Ατόμων Κατά τα Πρώτα Βήματα του Αλγορίθμου**

Ο PSO τυγχάνει ευρείας εφαρμογής διότι εμφανίζει μερικά πολύ σημαντικά πλεονεκτήματα, τα οποία του επιτρέπουν να προσαρμόζεται πολύ εύκολα σε πάσης φύσεως πρόβλημα. Μερικά από τα πλεονεκτήματα αυτά είναι τα ακόλουθα:

- Δεν επηρεάζεται από τη μεταβολή των μεταβλητών σχεδιασμού.
- Εφαρμόζεται σε μή γραμμικά προβλήματα
- Είναι απλός στην εφαρμογή.
- Δεν απαιτεί παραγωγίσιες συναρτήσεις όπως άλλοι αλγόριθμοι.
- Περιέχει λίγες παραμέτρους.
- Αποτελεσματικότητα στην εύρεση του ολικού βέλτιστου.

**Σχήμα 4.2 Κατανομή Ατόμων στο Δισδιάστατο Χώρο σε Μεταγενέστερο Βήμα**

Ακόμα, εμπεριέχει τις βασικές ιδιότητες - αρχές της «ευφυΐας» ενός σμήνους. Οι αρχές αυτές συνοψίζονται στις ακόλουθες:

- Εγγύτητα (Proximity)
- Ποιότητα (Quality)
- Πληθώρα Αποκρίσεων (Diverse Response)
- Ευστάθεια (Stability)
- Προσαρμοστικότητα (Adaptability)

Ο PSO παρουσιάζει αρκετά χαρακτηριστικά τα οποία μοιάζουν με εξελεγκτικούς αλγορίθμους (EAs) όπως οι Γενετικοί Αλγόριθμοι (GAs), οι Αλγόριθμοι Διαφορικής Εξέλιξης (DE) κ.α. Οι εξελεγκτικοί αλγόριθμοι έχουν δοκιμαστεί και δουλέψει σε αρκετά προβλήματα βελτιστοποίησης. Ωστόσο, παρά την ευρεία τους εφαρμογή, αντιμετωπίζουν προβλήματα στην τοπική αναζήτηση λύσεων στο πεδίο του χώρου των λύσεων. Με άλλα λόγια ενώ είναι εύκολος ο προσδιορισμός του ολικού βέλτιστου, οι αλγόριθμοι δυσκολεύονται να προσδιορίσουν μια καθαρή λύση χωρίς περεταίρω δευτερεύουσες διαδικασίες. Οι παραπάνω δυσκολίες των εξελεγκτικών αλγόριθμων δίνουν μεγαλύτερη ώθηση στην εξέλιξη νέων αλγορίθμων, οι οποίοι είναι ικανοί να τις αντιμετωπίσουν.

Ο αλγόριθμος PSO βρίσκει εφαρμογή στη βελτιστοποίηση δομικών συστημάτων καθώς μπορεί να εφαρμοστεί στη βελτιστοποίηση σχήματος, στην εύρεση των βέλτιστων διαστάσεων αλλά και στη βελτιστοποίηση τοπολογίας.

## 4.2 Παρουσίαση Βασικού Αλγόριθμου PSO

Ο βασικός αλγόριθμος PSO, όπως προτάθηκε από τους Kennedy & Eberhart 1995 [8] έχει την ακόλουθη δομή:

1. Η ταχύτητα υπολογίζεται ως ακολούθως:

$$v_{k+1}^i = v_k^i + c_1 r_1 (p_k^i - x_k^i) + c_2 r_2 (p^g - x_k^i) \quad (4.1)$$

2. Η θέση του κάθε ατόμου (particle) δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$x_{k+1}^i = x_k^i + v_{k+1}^i \quad (4.2)$$

- Όπου  $x_k^i$ : η θέση του ατόμου (particle) στο προηγούμενο βήμα  
 $v_k^i$ : η ταχύτητα του ατόμου (particle) στο προηγούμενο βήμα  
 $p_k^i$ : η συνολικά καλύτερη θέση του κάθε ατόμου (particle)  
 $p^g$ : η συνολικά καλύτερη θέση του σμήνους (swarm)  
 $r_1, r_2$ : τυχαίοι αριθμοί μεταξύ του διαστήματος [0, 1]  
 $c_1, c_2$ : παράμετροι οι οποίοι εκφράζουν την ατομικότητα (Cognitive Parameter) και την κοινωνικότητα (Social Parameter)

Αρχικά ορίζονται οι θέσεις όλων των ατόμων του σμήνους και οι αντίστοιχες ταχύτητες τους. Τόσο οι θέσεις όσο και οι ταχύτητες λαμβάνουν τυχαίες τιμές κατά την πρώτη εισαγωγή του προβλήματος. Μια πρώτη τιμή των ταχυτήτων μπορεί να είναι η μηδενική, ενώ ένας τρόπος λήψης τυχαίων θέσεων εντός των ορίων της κάθε μεταβλητής είναι ο ακόλουθος:

$$x_0^i = x_{\min}^i - rand() (x_{\max}^i - x_{\min}^i) \quad (4.3)$$

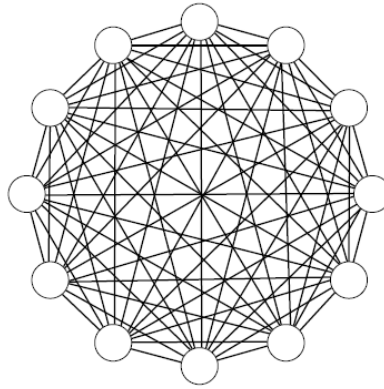
Στη συνέχεια υπολογίζεται η τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης για κάθε άτομο (particle) και ορίζεται ως η προσωπική καλύτερη θέση (Personal Best) και η καλύτερη όλων των ατόμων ως η ολική καλύτερη θέση (Global Best).

Ακολούθως, προσδιορίζονται νέες θέσεις και ταχύτητες οι οποίες δίνονται από τις σχέσεις (4.1) και (4.2) και υπολογίζεται εκ νέου η τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης για κάθε άτομο. Αν η νέα θέση δίνει καλύτερη λύση τότε η προσωπική καλύτερη θέση του ατόμου ανανεώνεται και συμπληρώνεται το διάνυσμα των καλύτερων θέσεων του σμήνους. Εν συνεχεία προσδιορίζεται η ολική καλύτερη θέση και η διαδικασία επαναλαμβάνεται ως την ολοκλήρωση του συνόλου των επαναλήψεων ή την εκπλήρωση κάποιας άλλης συνθήκης τερματισμού (Σχήμα 4.3).

#### Σχήμα 4.3 Διάγραμμα Ροής Βασικού Αλγόριθμου PSO

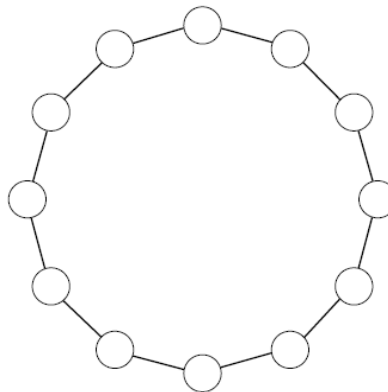
Η ανταλλαγή πληροφοριών μεταξύ των μελών του σμήνους αποτελεί ένα πολύ σημαντικό παράγοντα εξέλιξης κατά τη διαδικασία αναζήτησης της βέλτιστης λύσης. Η ολική καλύτερη θέση (Global Best) αντιστοιχεί στη συνδεσμολογία εκείνη κατά την οποία κάθε άτομο (particle) ενός σμήνους συνδέεται με όλα τα υπόλοιπα και ανταλλάσσονται πληροφορίες στο σύνολο της διάταξης. Μια γραφική απεικόνιση της παραπάνω συνδεσμολογίας είναι αυτή της εικόνας (Σχήμα 4.4), όπου μορφώνεται ένα πλήρες δίκτυο επικοινωνίας μεταξύ των ατόμων του σμήνους.





Σχήμα 4.4 Σύνδεση Μεταξύ των Μελών του Σμήνους Ανάλογη του Global Best

Η παραπάνω σύνδεση δεν αποτελεί την μοναδική λύση ενός αλγορίθμου PSO, καθώς υπάρχει πληθώρα διαφορετικών συνδεσμολογιών που μπορούν να εφαρμοστούν. Μια από αυτές είναι η τοπική καλύτερη θέση (Local Best), στην οποία κάθε άτομο συνδέεται με κάποια μόνο από τα υπόλοιπα (συνήθως με 2). Η ανταλλαγή πληροφοριών σε αυτή τη περίπτωση περιορίζεται στην ομάδα των ατόμων και όχι στο σύνολο του σμήνους (Σχήμα 4.5).



Σχήμα 4.5 Σύνδεση Μεταξύ των Μελών του Σμήνους Ανάλογη του Local Best

Ο προσδιορισμός της ταχύτητας απαιτεί τον υπολογισμό τριών διαφορετικών όρων. Οι δύο τελευταίοι όροι απευθύνονται στην ατομικότητα κάθε ατόμου (Cognitive Part) και στην κοινωνικότητα του σμήνους (Social Part). Ο προσδιορισμός της ταχύτητας βάσει των προαναφερθέντων όρων περιορίζει το διάνυσμα της ταχύτητας εντός ορισμένων ορίων και ταυτόχρονα εμπεριέχει την έννοια του στοχαστικού προσδιορισμού, μέσω της τυχηματικότητας των αριθμών στο διάστημα  $[0, 1]$ .

Ο παράγοντας της ατομικότητας του κάθε ατόμου (Cognitive Parameter) απευθύνεται στην αποκτούμενη εμπειρία κατά την διάρκεια της αναζήτησης της βέλτιστης προσωπικής λύσης. Έτσι, το κάθε άτομο μπορεί να δείχνει «μεγάλη εμπιστοσύνη» στα αποτελέσματα της προσωπικής του αναζήτησης ή όχι, ανάλογα με την τιμή του συντελεστή  $c_1$ . Από την άλλη, ο παράγοντας της κοινωνικότητας (Social Parameter) απευθύνεται στην αποκτούμενη εμπειρία ολόκληρου του σμήνους. Η «εμπιστοσύνη» λοιπόν ενός ατόμου στα αποτελέσματα της αναζήτησης των υπολοίπων εξαρτάται από την τιμή που λαμβάνει ο συντελεστής  $c_2$ . Από έρευνες έχει προκύψει ότι το άθροισμα των δύο παραγόντων δεν πρέπει να ξεπερνάει το 4 ( $0 \leq c_1 + c_2 \leq 4$ ).

Αναλυτικότερα, ο παράγοντας της ατομικότητας μπορεί να δώσει διανύσματα στο χώρο των λύσεων, το μέτρο των οποίων ποικίλει ανάλογα με τη τιμή του τυχαίου αριθμού  $r_1$ . Έτσι, στο χώρο των δύο διαστάσεων η εικόνα του προαναφερθέντος διανύσματος διαμορφώνεται ως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα (Σχήμα 4.6).

**Σχήμα 4.6 Μεταβολή Παράγοντα Ατομικότητας σε Πρόβλημα Δύο Διαστάσεων**

**Σχήμα 4.7 Μεταβολή Παράγοντα Κοινωνικότητας σε Πρόβλημα Δύο Διαστάσεων**

Ανάλογα, ο παράγοντας της κοινωνικότητας δίνει διανύσματα στο χώρο των λύσεων, το μέτρο των οποίων ποικίλει ανάλογα με τη τιμή του τυχαίου αριθμού  $r_2$  και η κατεύθυνση τους διαφέρει αυτών του όρου της ατομικότητας. Έτσι, στο χώρο των δύο διαστάσεων η εικόνα του προαναφερθέντος διανύσματος διαμορφώνεται ως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα (Σχήμα 4.7).

Ο συνδυασμός των προαναφερθέντων διαμορφώνει μια περιοχή (Σχήμα 4.8) εντός της οποίας κινείται το διάνυσμα της ταχύτητας, και η οποία διαφέρει για κάθε επανάληψη της διαδικασίας μέχρι την ολοκλήρωσή της.

Σχήμα 4.8 Μεταβολή Διανύσματος Ταχύτητας σε Πρόβλημα Δύο Διαστάσεων

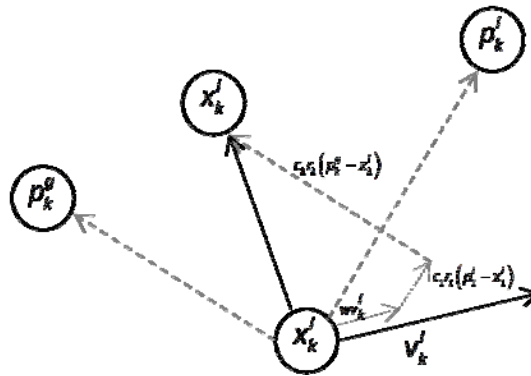
### 4.3 Βελτιώσεις Του Βασικού PSO

Τα τελευταία χρόνια έχουν προταθεί βελτιώσεις στον αρχικό αλγόριθμο οι οποίες έχουν να κάνουν με τη καλύτερη προσαρμογή των ταχυτήτων ώστε να επιτευχθεί το επιθυμητό αποτέλεσμα. Σε κάποιες περιπτώσεις η μεταβολή των ταχυτήτων των διαφόρων ατόμων (particles) είναι τόσο μεγάλη ώστε να μην είναι δυνατή η εύρεση της βέλτιστης λύσης του προβλήματος, καθώς αυτή μπορεί να παρακαμφθεί. Για το σκοπό αυτό εισάγεται μια παράμετρος αδράνειας  $w$  (inertia weight) (Shi and Eberhart 1999 [14]), η οποία έχει ως σκοπό τη μείωση των ταχυτήτων ώστε να υπάρξει μεγαλύτερη τοπική αναζήτηση (exploitation). Η παράμετρος αυτή εισάγεται στον όρο των ταχυτήτων Εξ. (4.1) και την τροποποιεί στην ακόλουθη:

$$v_{k+1}^i = wv_k^i + c_1r_1(p_k^i - x_k^i) + c_2r_2(p^g - x_k^i) \quad (4.4)$$

Μεγάλες τιμές του  $w$  παρέχουν την δυνατότητα εξερεύνησης μεγαλύτερης περιοχής στο χώρο των λύσεων (exploration), αλλά χωρίς να υπάρχει η δυνατότητα καλής τοπικής αναζήτησης (exploitation). Αντίθετα, μικρές τιμές του  $w$  παρέχουν καλύτερη τοπική εξερεύνηση (μεγαλύτερες πιθανότητες εύρεσης βέλτιστου) αλλά σε μικρότερη περιοχή του χώρου των λύσεων. Για την επίτευξη τόσο ολικής όσο και τοπικής αναζήτησης του ολικού βέλτιστου προτείνεται η γραμμική μεταβολή της αδράνειας  $w$ . Η μεταβολή αυτή επιτυγχάνεται με την υιοθέτηση της ακόλουθης σχέσης:

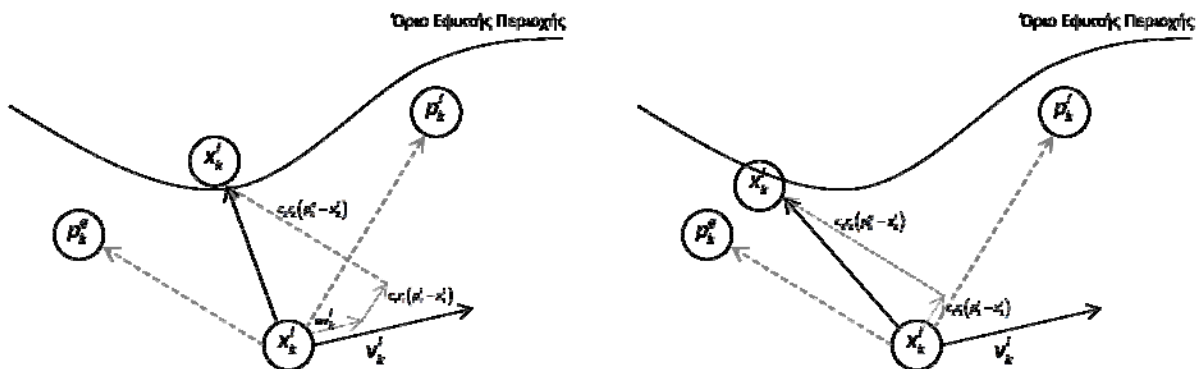
$$w = w_{\max} - \frac{w_{\max} - w_{\min}}{N_{iter}} \cdot i_{iter} \quad (4.5)$$



Σχήμα 4.9 Σχηματική Απεικόνιση της Κατεύθυνσης του Διανύσματος Ταχύτητας στο Χώρο των Δύο Διαστάσεων

Μια ακόμα βελτίωση έχει προταθεί από τους Venter and Sobieszcanski-Sobieski [17] και αποσκοπεί στη διατήρηση των μεταβλητών εντός της εφικτής περιοχής των λύσεων. Με άλλα λόγια η ταχύτητα μειώνεται έτσι ώστε να μην υπάρξει υπέρβαση των περιορισμών (constraint violation) κατά την διαδικασία αναζήτησης. Για το άτομο (particle) το οποίο πρόκειται να βρεθεί σε μη εφικτή περιοχή ορίζεται μια νέα ταχύτητα, και ένα νέο διάνυσμα ώστε να επιστρέψει εντός των ορίων της εφικτής περιοχής. Στην περίπτωση αυτή το διάνυσμα της ταχύτητας τροποποιείται βάσει της ακόλουθης σχέσης:

$$v_{k+1}^i = c_1 r_1 (p_k^i - x_k^i) + c_2 r_2 (p^g - x_k^i) \quad (4.6)$$



Σχήμα 4.10 Βελτίωση του Διανύσματος Ταχύτητας ώστε η νέα Κάθε Φορά Θέση να Βρίσκεται εντός της Εφικτής Περιοχής

#### 4.4 Περί Περιορισμών Προβλήματος Βελτιστοποίησης

Κατ' αντιστοιχία με τους υπόλοιπους στοχαστικούς αλγορίθμους η διαχείριση των περιορισμών που επιβάλλει το εκάστοτε πρόβλημα μπορεί να γίνει με διαφόρους τρόπους. Ο πιο συνήθης από αυτούς είναι η θεώρηση μιας ισοδύναμης αντικειμενικής συνάρτησης, η οποία ενσωματώνει τους περιορισμούς μέσω διαφόρων συναρτήσεων ποινής (Penalty Function) και τεχνικών προσαρμογής. Έτσι, για ένα σύνθετο πρόβλημα βελτιστοποίησης έχουμε:

$$\begin{aligned} \min f(\mathbf{x}) \\ g_j(\mathbf{x}) \leq 0 \quad j = 1, \dots, N_{ineq} \\ h_k(\mathbf{x}) = 0 \quad k = 1, \dots, N_{eq} \\ \mathbf{x} \in \mathbf{D}^n \end{aligned} \quad (4.7)$$

Για το δεδομένο πρόβλημα η ισοδύναμη αντικειμενική συνάρτηση είναι της μορφής:

$$f^*(\mathbf{x}) = \begin{cases} f(\mathbf{x}) & , \text{Αν ικανοποιούνται οι περιορισμοί} \\ f(\mathbf{x}) + \sum_{j=1}^{N_{ineq}} a_j \cdot \varphi(g_j(\mathbf{x}), \varepsilon_j) + \sum_{k=1}^{N_{ineq}} a_k \cdot \xi(h_k(\mathbf{x}), \varepsilon_k) & , \text{Αν δεν ικανοποιούνται} \end{cases} \quad (4.8)$$

Όπου οι συντελεστές  $a_i$ ,  $a_k$ ,  $e_i$ ,  $e_k$  ορίζονται από το χρήστη ανάλογα με την επιθυμητή ακρίβεια των λύσεων, την προσωπική εμπειρία κ.τ.λ. Οι συναρτήσεις  $\varphi()$  και  $\xi()$  είναι κατάλληλα ορισμένες ώστε να προσαρμόζονται σε κάθε διαφορετική λύση ανάλογα με την εφικτότητα της ή μη. Έτσι, οι συναρτήσεις αυτές μπορούν να ορισθούν ως ακολούθως:

$$\varphi(g_j(\mathbf{x}), \varepsilon_j) = \begin{cases} 0 & g_j(\mathbf{x}) - \varepsilon_j \leq 0 \\ (g_j(\mathbf{x}) - \varepsilon_j)^m & g_j(\mathbf{x}) - \varepsilon_j > 0 \end{cases} \quad m = \frac{1}{2} \text{ ή } 2 \text{ ή } 4$$

$$\xi(h_k(\mathbf{x}), \varepsilon_k) = \begin{cases} 0 & |h_k(\mathbf{x})| \leq \varepsilon_k \\ (|h_k(\mathbf{x})| - \varepsilon_k)^m & |h_k(\mathbf{x})| > \varepsilon_k \end{cases} \quad m = \frac{1}{2} \text{ ή } 2 \text{ ή } 4 \quad (4.9)$$

#### 4.5 Κώδικας σε Γλώσσα VBA

Όπως έχει αναφερθεί η βελτιστοποίηση της διάταξης των LRBs έγινε με τη χρήση ενός PSO αλγορίθμου, ο οποίος λαμβάνει ως μεταβλητές της εξωτερική διάμετρο και το πάχος του ελαστικού κάθε LRB. Ως περιορισμοί του προβλήματος ορίζονται οι κάτωθι τρεις:

1. Λόγος απόσβεσης κάθε εφεδράνου μικρότερος του 25%
2. Λόγος κατακόρυφου φορτίου προς κρίσιμο φορτίο λυγισμού μικρότερος του 1.0
3. Ενεργός ιδιοπερίοδος κατασκευής μεγαλύτερη της ελάχιστης δυνατής ιδιοπεριόδου ώστε η σεισμική μόνωση να επιτυγχάνει επιταχύνσεις μικρότερες από τις επιταχύνσεις ενός συμβατικού ελαστοπλαστικού συστήματος με συντελεστή συμπεριφοράς  $\alpha$ .

Προκειμένου να δοθεί μια περισσότερο εποπτική εικόνα της διαδικασίας προγραμματισμού του αλγορίθμου PSO παρατίθεται το σύνολο του κώδικα, όπως γράφτηκε σε VBA (Visual Basic for Applications).

Ο κώδικας είναι ο παρακάτω:

```

=====
----- OPTIMIZATION CODE – PSO ALGORITHM -----
=====

Private Sub CommandButton2_Click()
=====
'This Program is Used in Order to Minimize the Distance Between The Center of Rigidity and The Center
'of Mass. For This, a PSO Algorithm is Employed Taking as Variables the External Diameter of The LRBs
'and The Rubber Thickness. For any Different Range of LRBs the Design Displacement is Calculated
'Automatically.
'As Constrains we Assume the Following:
'1. The Damping Ratio jeff must be less than 0.25
'2. The P/Pcr Ratio must be Less Than 1.0 in Order to Ensure Stability Conditions in Our System.
'3. Teff>=Tmin In Order to Ensure That The Isolated Structure has Smaller Accelerations Than The
'Conventional One (q<>1).
'All the Parameters are Defined By the User on The Working Interface
=====
Dim Pos() As Single, Dex() As Single, t() As Single, vijD() As Single, vjvt() As Single, K() As Single, Kax() As Single, xK() As Single, yK() As Single,
SK As Single, N As Integer, Npar As Integer, Previous As Single
Dim pbest() As Single, gbest As Single, pbD() As Single, pbt() As Single, gbD() As Single, gbt() As Single
Dim Dexnew() As Single, tnew() As Single, vDnew() As Single, vtnew() As Single, pbestnew() As Single, gbestnew As Single
Dim ai As Single, e1 As Single, e2 As Single, e3 As Single, m As Single, phi1 As Single, phi2 As Single, phi3 As Single, Sphi1 As Single, Sphi2 As
Single, Sphi3 As Single

```

```

N = Range("D2").Value
Npar = Range("R11").Value
ReDim PosX(1 To N, 1 To 1) As Single, PosY(1 To N, 1 To 1) As Single, Dex(1 To Npar, 1 To N) As Single, t(1 To Npar, 1 To N) As Single, vjD(1 To Npar, 1 To N) As Single, vjt(1 To Npar, 1 To N) As Single, K(1 To Npar, 1 To N) As Single, Kax(1 To 1, 1 To N) As Single, xK(1 To Npar, 1 To N) As Single, γK(1 To Npar, 1 To N) As Single
ReDim pbest(1 To Npar, 1 To 1), pbD(1 To Npar, 1 To N), pbt(1 To Npar, 1 To N), gbD(1 To 1, 1 To N), gbt(1 To 1, 1 To N)
For i = 1 To N
    For j = 1 To 1
        PosX(i, j) = Range("G" & 7 + i).Value
        PosY(i, j) = Range("H" & 7 + i).Value
    Next
Next
pbestpre = 100
DMax = Range("G3").Value
DMin = Range("G4").Value
Dint = Range("H3").Value
ni = Range("I3").Value
tmax = Range("J3").Value
Tmin = Range("J4").Value
sy = Sheet1.Range("D16").Value
Gm = Sheet1.Range("D15").Value
vratio = Sheet1.Range("D31").Value
Gamma = Sheet1.Range("F6").Value
Alpha = Sheet1.Range("F5").Value
Beta = Sheet1.Range("F10").Value
Theta = Sheet1.Range("F11").Value
qi = Sheet1.Range("F9").Value
T2 = Sheet1.Range("F8").Value
wmax = Range("R7").Value
wmin = Range("R8").Value
c1 = Range("R9").Value
c2 = Range("R10").Value
VDmax = Range("R13").Value
Vtmax = Range("R14").Value
ai = Range("U7").Value
e1 = Range("U8").Value
e2 = Range("U9").Value
e3 = Range("U10").Value
m = Range("U11").Value
'=====
'Position-Velocity Initializations
'=====
For i = 1 To Npar
    SK = 0
    SxK = 0
    SyK = 0
    For j = 1 To N
        Randomize
        Dex(i, j) = Rnd * (DMax - DMin) + DMin
        t(i, j) = Rnd * (tmax - Tmin) + Tmin
        vjD(i, j) = 0
        vjt(i, j) = 0
    Next
Next
'=====
'Design Displacement
'=====
Dm = 0.3
Do
    SWd = 0
    SKeff = 0
    For j = 1 To N
        q = 0.25 * sy * WorksheetFunction.Pi * Dint ^ 2
        Kd = 0.25 * Gm * WorksheetFunction.Pi * (Dex(i, j) ^ 2 - Dint ^ 2) / (ni * t(i, j))
        Ke = Kd / vratio
        Keff = (q + Dm * Kd) / Dm
        Fm = q + Kd * Dm
        Dy = q / (Ke - ((Fm - q) / Dm))
        Fy = Dy * Ke
        Wd = 4 * q * (Dm - Dy)
        SWd = SWd + Wd
        SKeff = SKeff + Keff
    Next
Loop

```

'Creates the Position Matrices for X and Y Directions

'Initial Value for Personal Best  
'Set Variable Values

'For All the Particles (Npar) we Initialize the Problem,  
'Setting Random Positions For any Variable (Dext, ti) and  
'Velocity Vectors Equal to Zero.

'This Do Loop Computes the Design Displacement for Any  
'Particle.

```

Next
jeff = SWd / (2 * WorksheetFunction.Pi * SKeff * Dm ^ 2)
Dam = Sqr(7 / (2 + 100 * jeff))
Teff = 2 * WorksheetFunction.Pi * Sqr(WorksheetFunction.Sum(Range("I8:I" & 8 + N - 1).Value) / (9.81 * SKeff))
If Teff > T2 Then
    Ad = Gamma * Alpha * Beta * Theta * Dam / qi * (T2 / Teff) ^ (2 / 3)
Else
    Ad = Gamma * Alpha * Beta * Theta * Dam / qi
End If
Previous = Dm
Dm = Teff ^ 2 * 9.81 * Ad / (4 * WorksheetFunction.Pi ^ 2)
Loop Until Abs(Dm - Previous) / Previous <= 0.001
'=====
'=====
For j = 1 To N
    K(i, j) = (0.25 * WorksheetFunction.Pi * Dint ^ 2 * sy) / Dm + Gm * 0.25 * WorksheetFunction.Pi * (Dex(i, j) ^ 2 - Dint ^ 2) / (ni * t(i, j))
    SK = SK + K(i, j)
    Kax(1, j) = K(i, j)
Next
SxK = WorksheetFunction.MMult(Kax, PosX)           'Sum xi*Keff for any particle
SyK = WorksheetFunction.MMult(Kax, PosY)           'Sum yi*Keff for any particle
'=====
'Constraint Handling
'=====
Sphi1 = 0
Sphi2 = 0
Sphi3 = 0
For j = 1 To N
    If Dm < Dex(i, j) Then
        Delta = 2 * WorksheetFunction.Acos(Dm / Dex(i, j))
        Ar = (Delta - Sin(Delta)) * 0.25 * Dex(i, j) ^ 2
    Else
        Ar = 0
    End If
    Sfa = (Dex(i, j) - Dint) / (4 * t(i, j))
    tsi = 1.3 * 4 * Range("I" & 7 + j).Value * t(i, j) / (Ar * 275000)
    If tsi > 0.002 Then
        Te = ni * t(i, j) + (ni - 1) * tsi
    Else
        Te = ni * t(i, j) + (ni - 1) * 0.002
    End If
    Pcr = Ar * 2 * Dex(i, j) * Gm * Sfa / (3 * Te)
    Aux = (Gamma * Alpha * Theta * Beta / (qi * Sheet2.Range("Y4").Value)) ^ (3 / 2) * T2
    Tminimum = Aux * Sqr(7 / (2 + 100 * 4 * q * (Dm - Dy) / (2 * WorksheetFunction.Pi * K(i, j) * Dm ^ 2))) ^ (3 / 2)
    If 4 * q * (Dm - Dy) / (2 * WorksheetFunction.Pi * K(i, j) * Dm ^ 2) - 0.25 - e1 <= 0 Then
        phi1 = 0
    Else
        phi1 = (4 * q * (Dm - Dy) / (2 * WorksheetFunction.Pi * K(i, j) * Dm ^ 2) - 0.25 - e1) ^ m
    End If
    If Range("I" & 7 + j).Value / Pcr - 1 - e2 <= 0 Then
        phi2 = 0
    Else
        phi2 = (Range("I" & 7 + j).Value / Pcr - 1 - e2) ^ m
    End If
    If Tminimum - 2 * WorksheetFunction.Pi * Sqr(WorksheetFunction.Sum(Range("I8:I" & 8 + N - 1).Value) / (9.81 * SK)) - e3 <= 0 Then
        phi3 = 0
    Else
        phi3 = (Tminimum - 2 * WorksheetFunction.Pi * Sqr(WorksheetFunction.Sum(Range("I8:I" & 8 + N - 1).Value) / (9.81 * SK)) - e3) ^ m
    End If
    Sphi1 = Sphi1 + phi1
    Sphi2 = Sphi2 + phi2
    Sphi3 = Sphi3 + phi3
Next
'=====
'=====
pbest(i, 1) = Sqr((WorksheetFunction.Sum(SxK) / SK - Range("F" & 8 + N + 5).Value) ^ 2 + (WorksheetFunction.Sum(SyK) / SK -
Range("G" & 8 + N + 5).Value) ^ 2) + ai * (Sphi1 + Sphi2 + Sphi3)
pbD() = Dex()           'Sets the Variable Values on Personal Best Vectors
pbt() = t()             'pbD() and pbt()
If pbest(i, 1) < pbestpre Then
    gbest = pbest(i, 1)           'Checks if pbest(i+1)<pbest(i)and Sets the Variable

```





```

Dm = Teff ^ 2 * 9.81 * Ad / (4 * WorksheetFunction.Pi ^ 2)
Loop Until Abs(Dm - Previous) <= 0.005
'=====
'=====
For j = 1 To N
    K(i, j) = (0.25 * WorksheetFunction.Pi * Dint ^ 2 * sy) / Dm + Gm * 0.25 * WorksheetFunction.Pi * (Dexnew(i, j) ^ 2 - Dint ^ 2) /
    (ni * tnew(i, j))
    SK = SK + K(i, j)
    Kax(1, j) = K(i, j)
Next
SxK = Application.WorksheetFunction.MMult(Kax, PosX) 'Sum xi*Keff for any particle
SyK = Application.WorksheetFunction.MMult(Kax, PosY) 'Sum yi*Keff for any particle
'=====
'Constraint Handling
'=====
Sphi1 = 0
Sphi2 = 0
Sphi3 = 0
For j = 1 To N
    If Dm < Dexnew(i, j) Then '=====
        Delta = 2 * WorksheetFunction.Acos(Dm / Dexnew(i, j)) 'Three Constraints are added to the Problem:
        Ar = (Delta - Sin(Delta)) * 0.25 * Dexnew(i, j) ^ 2 '1. Damping Ratio < 0.25 For Any LRB
        Else '2. P/Pcr < 1.0 For Any LRB
            Ar = '3. Effective Period >= Tmin, Where:
        End If 'Tmin = (Gamma*Alpha*neff*Theta*Beta/qi*Sa)^(1.5)*T2
        Sfa = (Dexnew(i, j) - Dint) / (4 * tnew(i, j)) 'In Order to Have an Effective Design Comparing to
        tsi = 1.3 * 4 * Range("I" & 7 + j).Value * tnew(i, j) / (Ar * 275000) 'The Elastoplastic Design of the Conventional Structure.
        If tsi > 0.002 Then 'After it Computes All the Appropriate Quantities
            Te = ni * tnew(i, j) + (ni - 1) * tsi 'it Evaluates a Phi Value for any LRB and a Total
        Else 'Sum Value. If the Constraint is Violated Then phi
            Te = ni * tnew(i, j) + (ni - 1) * 0.002 'Takes a Particular Value Else is Equal to 0.
        End If 'These Total Sums Are added to the Objective Fun.
        Pcr = Ar * 2 * Dexnew(i, j) * Gm * Sfa / (3 * Te)
        Aux = (Gamma * Alpha * Theta * Beta / (qi * Sheet2.Range("Y4").Value)) ^ (3 / 2) * T2
        Tminimum = Aux * Sqr(7 / (2 + 100 * 4 * q * (Dm - Dy) / (2 * WorksheetFunction.Pi * K(i, j) * Dm ^ 2))) ^ (3 / 2)
        If 4 * q * (Dm - Dy) / (2 * WorksheetFunction.Pi * K(i, j) * Dm ^ 2) - 0.25 - e1 <= 0 Then
            phi1 = 0
        Else
            phi1 = (4 * q * (Dm - Dy) / (2 * WorksheetFunction.Pi * K(i, j) * Dm ^ 2) - 0.25 - e1) ^ m
        End If
        If Range("I" & 7 + j).Value / Pcr - 1 - e2 <= 0 Then
            phi2 = 0
        Else
            phi2 = (Range("I" & 7 + j).Value / Pcr - 1 - e2) ^ m
        End If
        If Tminim - 2 * WorksheetFunction.Pi * Sqr(WorksheetFunction.Sum(Range("I8:I" & 8 + N - 1).Value) / (9.81 * SK)) - e3 <= 0 Then
            phi3 = 0
        Else
            phi3 = (Tminm - 2 * WorksheetFunction.Pi * Sqr(WorksheetFunction.Sum(Range("I8:I" & 8 + N - 1).Value) / (9.81 * SK)) - e3) ^ m
        End If
        Sphi1 = Sphi1 + phi1
        Sphi2 = Sphi2 + phi2
        Sphi3 = Sphi3 + phi3
Next
'=====
'=====
pbestnew(i, 1) = Sqr((WorksheetFunction.Sum(SxK) / SK - Range("F" & 8 + N + 5).Value) ^ 2 + (WorksheetFunction.Sum(SyK) /
SK - Range("G" & 8 + N + 5).Value) ^ 2) + ai * (Sphi1 + Sphi2 + Sphi3)
If pbestnew(i, 1) < pbest(i, 1) Then '=====
    pbest(i, 1) = pbestnew(i, 1) 'If the New Personal Best Value is Smaller Than The
    For j = 1 To N 'Previous One, then pbest=pbestnew and the Personal
        pbD(i, j) = Dexnew(i, j) 'Vectors are Updated.
        pbt(i, j) = tnew(i, j)
    Next
End If
If pbest(i, 1) <= pbestpre Then 'Finds The Global Best
    gbest = pbest(i, 1)
    For j = 1 To N
        gbD(1, j) = Dexnew(i, j)
        gbt(1, j) = tnew(i, j)
    Next

```

```
        pbestpre = pbest(i, 1)
    End If
Next
vijD() = vDnew()
vijt() = vtnew()
Dex() = Dexnew()
t() = tnew()
co = co + 1
Loop
For j = 1 To N
    Range("C" & 7 + j).Value = gbD(1, j)
    Range("F" & 7 + j).Value = gbt(1, j)
Next
End Sub
```

'Plots Optimized Values

---

# Κεφάλαιο 5

---

## Εργαλείο Προδιαστασιολόγησης Σεισμικής Μόνωσης

### 5.1 Γενικά

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας αναπτύχθηκε ένα εργαλείο το οποίο επιτρέπει την προδιαστασιολόγηση και το βέλτιστο σχεδιασμό συστήματος σεισμικής μόνωσης κατασκευής τυχούσας κάτοψης. Το εργαλείο αυτό χρησιμοποιεί το βασικό περιβάλλον του Microsoft Excel ως επιφάνεια εργασίας, ενώ η πλειονότητα των υπολογισμών και διαδικασιών σχεδιασμού χρησιμοποιούν ένα σύνολο προγραμμάτων σε γλώσσα VBA (Visual Basic for Applications). Η διαστασιολόγηση περιλαμβάνει μόνο εφέδρανα τύπου LRB.

Πίσω από την επιφάνεια εργασίας του Microsoft Excel τρέχει ένας κώδικας σε γλώσσα VBA, ο οποίος αποτελείται από ένα πλήθος διαφορετικών υπορουτινών. Σκοπός της κάθε υπορουτίνας είναι να εκτελεί μια συγκεκριμένη εργασία και στη συνέχεια να συνδυάζεται με τα υπόλοιπα ώστε να προκύψει το τελικό αποτέλεσμα. Έτσι, υπάρχουν κώδικες οι οποίοι απευθύνονται στην παραγωγή των γραφικών, στην εύρεση της μετακίνησης σχεδιασμού, την ελαχιστοποίηση της απόστασης μεταξύ του κέντρου μάζας και του κέντρου ελαστικής στροφής, στην εκτέλεση των δευτερευόντων υπολογισμών κ.λπ..

Ο κώδικας που υπολογίζει την μετακίνηση σχεδιασμού βασίζεται στην λογική του διαγράμματος ροής προηγούμενης αναφοράς (Σχήμα 3.3). Έτσι, ανάλογα με τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εφεδράνου αλλά κυρίως το επιλεχθέν φάσμα σχεδιασμού υπολογίζεται αυτόματα η μετακίνηση σχεδιασμού του μεμονωμένου LRB ή του συστήματος των LRBs.

Ο χρήστης έχει την δυνατότητα να εποπτεύει τις επιλογές του μέσω των γραφικών που παρέχονται και να επιχειρεί αλλαγές οι οποίες ανανεώνουν την επιφάνεια εργασίας και δημιουργούν το νέο μοντέλο. Ακόμα, υπάρχει η δυνατότητα βελτιστοποίησης της συνολικής

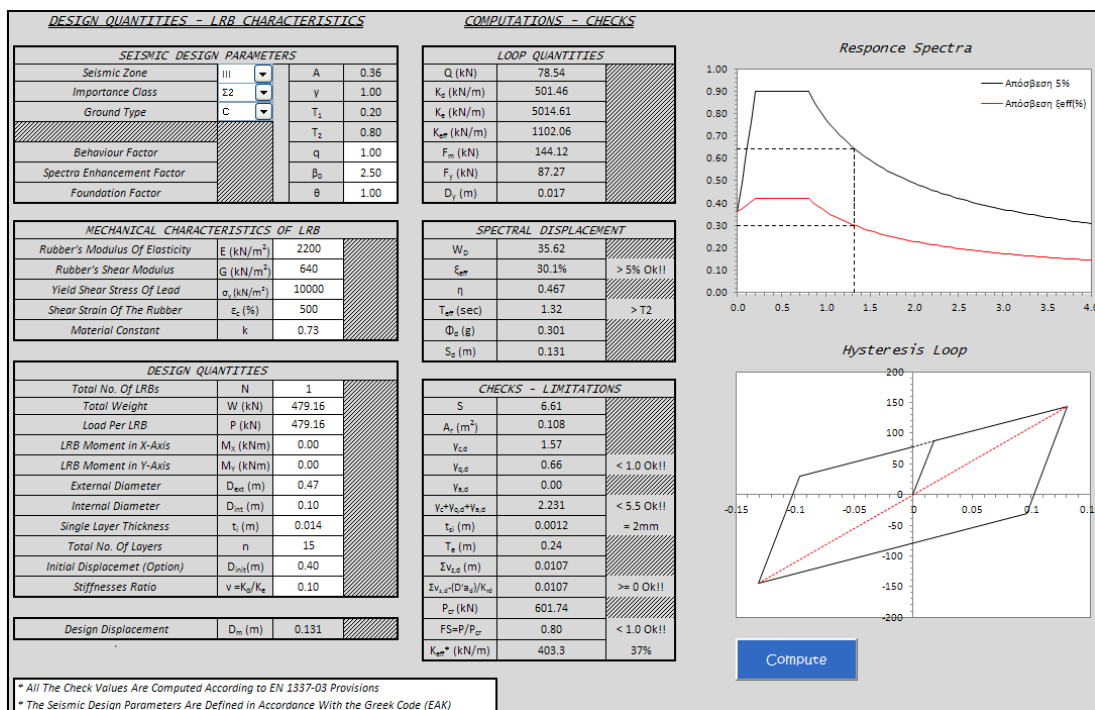
διάταξης των μονωτήρων με σκοπό την ελαχιστοποίηση της απόστασης μεταξύ κέντρου μάζας και κέντρου ελαστικής στροφής.

Η ελαχιστοποίηση της απόστασης μεταξύ των δύο κέντρων επιτυγχάνεται μέσω της χρήσης του αλγόριθμου βελτιστοποίησης PSO και είναι χρήσιμη σε περίπτωση μη κανονικών σε κάτοψη κτιρίων.

Το σύνολο της μόνωσης ελέγχεται υπό τους περιορισμούς του EN 1337-3 (*European Standards – Elastomeric Bearings*) ώστε να ικανοποιούνται κριτήρια σχετικά με την ευστάθεια, τις γωνιακές παραμορφώσεις και τις συνολικές βυθίσεις. Πέρα από τη συνολική μόνωση προσφέρεται η δυνατότητα διαστασιολόγησης και ελέγχου ενός μοναδικού LRB.

## 5.2 Παρουσίαση Περιβάλλοντος Εργασίας

Το συγκεκριμένο Excel χρησιμοποιεί τρία διαφορετικά φύλλα εργασίας για τους υπολογισμούς. Το πρώτο από αυτά αναφέρεται στη διαστασιολόγηση και το σχεδιασμό ενός μοναδικού LRB υπό δεδομένη φόρτιση ή στη διαστασιολόγηση και σχεδιασμό συστήματος πολλών LRBs του ίδιου τύπου. Ο χρήστης έχει τη δυνατότητα επιλογής του συνόλου των σεισμικών παραμέτρων σχεδιασμού καθώς και των μηχανικών χαρακτηριστικών του εφεδράνου (μέτρο διάτμησης, μέτρο ελαστικότητας κ.α.). Ακολουθώντας, γίνεται μια πρώτη επιλογή των διαστάσεων αλλά και του λόγου  $K_d/K_e$  και το πρόγραμμα εκτελεί τους απαραίτητους υπολογισμούς με το πάτημα ενός κουμπιού. Η διαδικασία εύρεσης της συνολικής σεισμικής μετατόπισης σχεδιασμού βασίζεται στη θεωρία του άκαμπτου σώματος ανωδομής και έχει περιγραφεί σε προηγούμενη παράγραφο (§ 3.3). Η αποδοχή ή όχι της επιλεχθείσας γεωμετρίας εξαρτάται από τα αποτελέσματα των ελέγχων. Αν αυτά είναι αποδεκτά και η επιλεχθείσα γεωμετρία είναι αποδεκτή, αν όχι η διαστασιολόγηση επαναλαμβάνεται. Μια εικόνα της επιφάνειας εργασίας είναι η ακόλουθη (Σχήμα 5.1).

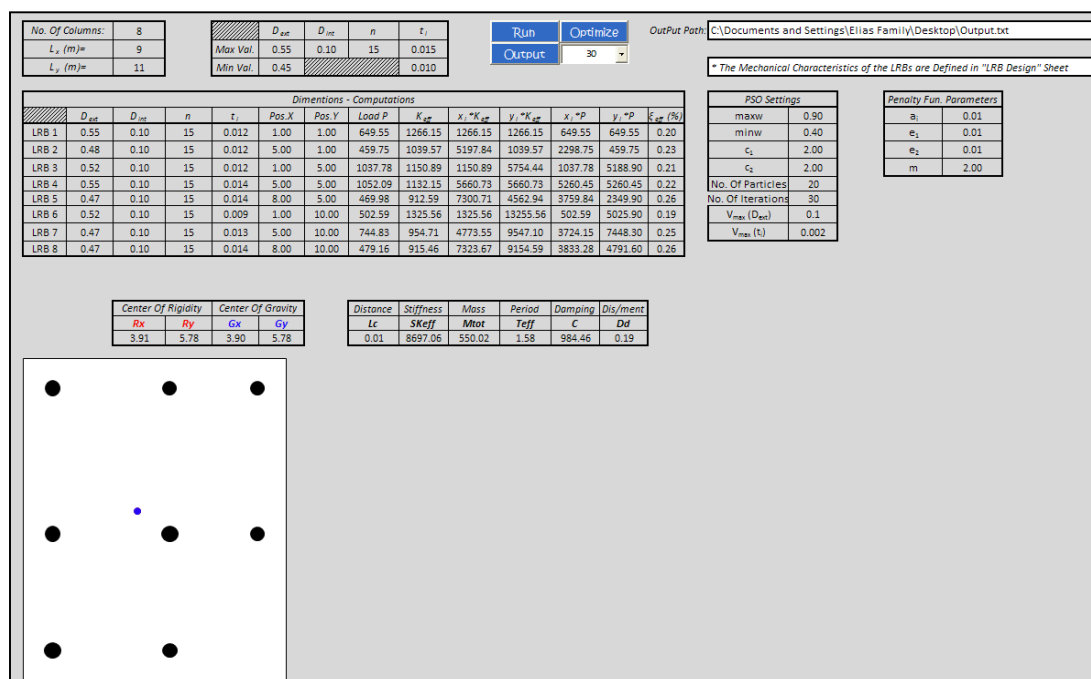


Σχήμα 5.1 Επιφάνεια Εργασίας Διαστασιολόγησης Μεμονωμένου LRB

Για την καλύτερη εποπτεία των υπολογισμών παράγεται ένα γράφημα της φασματικής επιτάχυνσης της διάταξης υπό την επιτευχθείσα απόσβεση και ένα γράφημα του βρόχου υστέρησης του μονωτήρα. Στο γράφημα της φασματικής επιτάχυνσης ο χρήστης μπορεί να παρακολουθεί την μείωση της επιτάχυνσης για κάθε διαφορετικό σχεδιασμό του μονωτήρα.

Το δεύτερο φύλλο εργασίας αναφέρεται στη διαστασιολόγηση συστήματος πολλών διαφορετικών LRBs. Ο σχεδιασμός είναι ανεξάρτητος της κάτοψης της κατασκευής και μπορεί αυτόματα να ανανεώνεται για κάθε διαφορετική διάταξη. Στη συνέχεια ο χρήστης μπορεί να εισαγάγει τη γεωμετρία των μονωτήρων σε κάθε θέση, καθώς επίσης και τη θέση του ως προς την κάτω αριστερή γωνία της κάτοψης. Εκτελώντας το σχεδιασμό, υπολογίζεται η θέση του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας ώστε να υπολογισθεί η εκκεντρότητα τους. Υπολογίζεται ακόμα η συνολική μετατόπιση του διαφράγματος του συστήματος μόνωσης. Τέλος, υπολογίζεται η απόσβεση του συστήματος κατά τη διεύθυνση κίνησης της κατασκευής και η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος, λαμβάνοντας υπόψη τη θεώρηση του άκαμπτου σώματος.

Η ελαχιστοποίηση της απόστασης μεταξύ κέντρου δυσκαμψίας και κέντρου μάζας επιτυγχάνεται μέσω ενός αλγόριθμου βελτιστοποίησης PSO. Οι μεταβλητές σχεδιασμού του προβλήματος είναι η εξωτερική διάμετρος του ελαστικού ( $D_{ext}$ ) και το πάχος της κάθε στρώσης ( $t_i$ ). Η αντικειμενική συνάρτηση είναι η σχέση υπολογισμού της απόστασης μεταξύ των δύο κέντρων. Ο χρήστης οφείλει να θέσει τα όρια της κάθε μεταβλητής ώστε ο επιλύτης να επιστρέφει αποτελέσματα τα οποία βρίσκονται μέσα στο επιθυμητό εύρος τιμών. Ακόμα, απαιτείται ο ορισμός των τιμών των διαφόρων παραμέτρων του PSO. Οι τιμές αυτές μπορούν να αλλάζουν έτσι ώστε να παρέχεται η δυνατότητα αναζήτησης της καλύτερης δυνατής λύσης κατά την διαδικασία βελτιστοποίησης. Όπως έχει αναφερθεί σε προηγούμενη ενότητα (§ 2.3.1), η ελαχιστοποίηση της προαναφερθείσας απόστασης αποσκοπεί στην επίτευξη ασύζευκτου συστήματος ιδιομορφών, και κατ'έπекταση στη «καθαρή» συνεισφορά των ιδιομορφών μόνωσης και την αποφυγή συνεισφοράς των καμπτικών ιδιομορφών.



Σχήμα 5.2 Επιφάνεια Εργασίας Διαστασιολόγησης Συστήματος LRBs

Παράλληλα με τους υπολογισμούς και τη βελτιστοποίηση του συστήματος μόνωσης παράγεται και ένα γράφημα της διάταξης των LRBs (Σχήμα 5.2) καθώς και της θέσης των κέντρων δυσκαμψίας και μάζας.

Τέλος, το τρίτο φύλλο εργασίας (Σχήμα 5.3) περιέχει το σύνολο των ελέγχων του κάθε μονωτήρα, γράφοντας με κόκκινο χρώμα αυτούς που δεν πληρούνται. Οι έλεγχοι γίνονται βάσει του EN 1337-3 (*European Standards – Elastomeric Bearings*).

\* The Required Design Values are Plotted With "Black" Color If the Condition Holds, and "Red" If Not. The Unit System is Proportional To The Given Unit System in "LRB Design" Sheet.

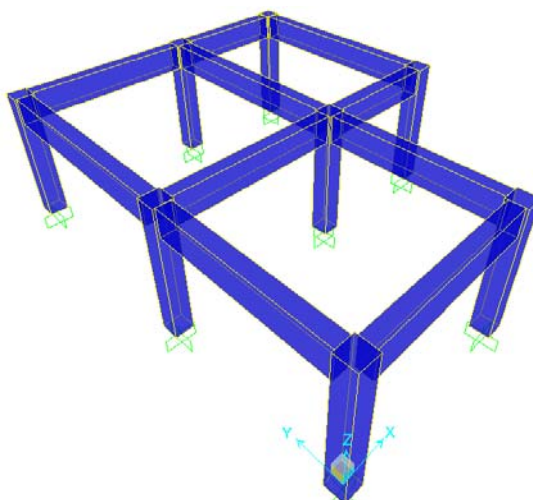
LRBs General Design Quantities											
	$\xi_{eff}$	$T_{eff}$	$S$	$A_r$	$\gamma_c$	$\gamma_q$	$\gamma_s$	$t_{si}$	$T_e$	$P/P_{cr}$	$K_H^*$
LRB 1	0.329	0.847	9.250	0.184	0.881	0.629	1.510	0.0020	0.130	0.220	4768.304
LRB 2	0.330	0.661	11.563	0.212	0.613	0.547	1.160	0.0020	0.098	0.114	6079.687
LRB 3	0.319	1.000	9.250	0.170	1.144	0.796	1.941	0.0020	0.130	0.286	4601.060
LRB 4	0.230	1.248	13.125	0.168	1.255	1.559	2.814	0.0020	0.108	0.237	5670.028
LRB 5	0.330	1.243	6.250	0.062	5.776	1.440	7.217	0.0036	0.113	1.880	0.000
LRB 6	0.327	0.884	9.250	0.181	0.940	0.668	1.608	0.0020	0.130	0.235	4734.648
LRB 7	0.321	0.651	10.000	0.246	0.630	0.430	1.061	0.0020	0.118	0.131	6210.529
LRB 8	0.303	0.928	12.500	0.214	0.840	1.015	1.855	0.0020	0.098	0.146	6800.972

Σχήμα 5.3 Συγκεντρωτικός Πίνακας Ελέγχων

### 5.3 Εφαρμογή του Εργαλείου σε Απλό Παράδειγμα

Στην παρούσα παράγραφο πρόκειται να δοθεί ένα απλό παράδειγμα προκειμένου να γίνει κατανοητή η χρήση του εργαλείου διαστασιολόγησης συστήματος μόνωσης. Για το σκοπό αυτό θα χρησιμοποιηθεί ένα μονώροφο κτίριο μορφής Γ, στο οποίο θα εφαρμοσθεί ένα σύστημα σεισμικής μόνωσης με σκοπό τη μείωση της συνεισφοράς των στρεπτικών ιδιομορφών ταλάντωσης.

Στο μοντέλο αποτελείται από οκτώ υποστυλώματα διαστάσεων 40x40 cm και δέκα δοκούς διαστάσεων 60x30 cm (Σχήμα 5.4). Η θεμελίωση θεωρείται πλήρης πάκτωση και δεν υπάρχει καμία δυνατότητα στροφής ή υποχώρησης στήριξης. Το μοντέλο φορτίζεται με κάποιους συνδυασμούς μονίμων και κινητών φορτίων και υπολογίζονται οι κατακόρυφες αντιδράσεις των στηρίξεων για το συνδυασμό G+0.3Q. Η φόρτιση που εισάγεται είναι εντελώς τυχαία και δεν απευθύνεται κατ'ανάγκη στη φόρτιση κάτω από την οποία οι διατομές τις κατασκευής θα κρινόταν επαρκείς.



Σχήμα 5.4 Τρισδιάστατο Μοντέλο Παραδείγματος

Στο επίπεδο του ορόφου θεωρείται ότι υπάρχει διαφραγματική λειτουργία, υπάρχει δηλαδή περιορισμός των παραμορφώσεων στο συγκεκριμένο επίπεδο. Η δυναμική απόκριση της κατασκευής αλλά και τα εντατικά μεγέθη για κάθε συνδυασμό φόρτισης υπολογίζονται αυτόματα από το SAP2000.

Πίνακας 5.1 Κατακόρυφες Αντιδράσεις Στήριξεων Πακτωμένης Κατασκευής

Joint	LoadCase	$P_z$ (kN)
29	G+0.3Q	649.554
30	G+0.3Q	459.748
28	G+0.3Q	1037.777
31	G+0.3Q	1052.086
32	G+0.3Q	469.979
27	G+0.3Q	502.588
33	G+0.3Q	744.835
34	G+0.3Q	479.16

Οι κατακόρυφες αντιδράσεις στήριξης (Πίνακας 5.1) υπολογίζονται για το σεισμικό συνδυασμό και θα χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια για το σχεδιασμό του συστήματος σεισμικής μόνωσης της διάταξης.

Πίνακας 5.2 Πέντε Πρώτες Ιδιομορφές Ταλάντωσης Πακτωμένης Κατασκευής

Mode	Period(sec)	Frequency
1	0.391	2.559
2	0.380	2.632
3	0.349	2.863
4	0.054	18.529
5	0.052	19.063

Παρατηρούμε ότι τόσο στη πρώτη όσο και στη δεύτερη ιδιομορφή υπάρχει στρεπτική συμμετοχή η οποία είναι σημαντική.

Πίνακας 5.3 Ιδιομορφικός Συντελεστής Συμμετοχής Πακτωμένης Κατασκευής

Mode	Period(sec)	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.391	5.807	-21.077	0.020	63.631	17.457	-53.915
2	0.380	-22.080	-7.097	-0.032	21.293	-66.533	73.639
3	0.349	-4.844	7.082	-0.006	-21.451	-14.577	136.031
4	0.054	-0.083	0.025	12.672	50.275	-11.032	0.351
5	0.052	-0.009	0.012	7.371	30.431	-41.246	0.114

Για το σχεδιασμό της μόνωσης θα θεωρήσουμε της μηχανικές ιδιότητες του υλικού του μονωτήρα αλλά και τα σεισμικά χαρακτηριστικά της περιοχής ώστε να λάβουμε το αντίστοιχα φάσμα σχεδιασμού.

- Μέτρο Διάτμησης Ελαστικού,  $G=640 \text{ kN/m}^2$
- Μέτρο Ελαστικότητας,  $E=2200 \text{ kN/m}^2$
- Τάση Διαρροής Μολύβδου,  $\sigma_y=2200 \text{ kN/m}^2$
- Σταθερά Υλικού,  $k=0.73$
- Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας III



- Συντελεστής Σπουδαιότητας 2
- Τύπος Εδάφους C
- Συντελεστής Συμπεριφοράς  $\eta=1.0$
- Συντελεστής Θεμελίωσης  $\theta=1.0$

Θεωρούμε ένα σύστημα οκτώ πανομοιότυπων LRB (Σχήμα 5.5) τα οποία τοποθετούνται σε κάθε υποστυλώμα της κατασκευής. Για αυτό το σύστημα θα γίνει μια πρώτη εκτίμηση των δυναμικών χαρακτηριστικών ώστε να υπάρχει μια αρχική διάταξη κατά την διαδικασία της βελτιστοποίησης. Βασική προϋπόθεση είναι η ικανοποίηση του συνόλου των ελέγχων του κάθε ανεξάρτητου εφεδράνου, τόσο ως προς τη μέγιστη αναπτυσσόμενη απόσβεση όσο και τους περιορισμούς ευστάθειας και μέγιστων παραμορφώσεων.

Μια άλλη βασική επιδίωξη είναι η επίτευξη θεμελιώδους ιδιοπεριόδου κατά τουλάχιστον 3.0 ÷ 3.5 φορές μεγαλύτερης αυτής της συμβατικά θεμελιωμένης κατασκευής.

<u>DESIGN QUANTITIES - LRB CHARACTERISTICS</u>				<u>COMPUTATIONS - CHECKS</u>		
<b>SEISMIC DESIGN PARAMETERS</b>				<b>LOOP QUANTITIES</b>		
Seismic Zone	III	A	0.36	Q (kN)	78.54	
Importance Class	Σ2	$\gamma$	1.00	$K_d$ (kN/m)	753.98	
Ground Type	C	$T_1$	0.20	$K_d$ (kN/m)	7539.82	
		$T_2$	0.80	$K_{eff}$ (kN/m)	1185.59	
Behaviour Factor		q	1.00	$F_m$ (kN)	215.74	
Spectra Enhancement Factor		$\beta_0$	2.50	$F_y$ (kN)	87.27	
Foundation Factor		$\theta$	1.00	$D_y$ (m)	0.012	
<b>MECHANICAL CHARACTERISTICS OF LRB</b>				<b>SPECTRAL DISPLACEMENT</b>		
Rubber's Modulus Of Elasticity	E (kN/m <sup>2</sup> )	2200		$W_D$	53.53	
Rubber's Shear Modulus	G (kN/m <sup>2</sup> )	640		$\xi_{eff}$	21.7%	> 5% Ok!!
Yield Shear Stress Of Lead	$\sigma_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	10000		$\eta$	0.543	
Shear Strain Of The Rubber	$\epsilon_c$ (%)	500		$T_{eff}$ (sec)	1.51	> T2
Material Constant	k	0.73		$\Phi_c$ (g)	0.320	
				$S_d$ (m)	0.182	
<b>DESIGN QUANTITIES</b>				<b>CHECKS - LIMITATIONS</b>		
Total No. Of LRBs	N	8		S	8.65	
Total Weight	W (kN)	5395.73		$A_r$ (m <sup>2</sup> )	0.135	
Load Per LRB	P (kN)	1000.00		$v_{c,d}$	2.00	
LRB Moment in X-Axis	$M_x$ (kNm)	0.00		$v_{a,d}$	0.97	< 1.0 Ok!!
LRB Moment in Y-Axis	$M_y$ (kNm)	0.00		$v_{b,d}$	0.00	
External Diameter	$D_{ext}$ (m)	0.55		$v_c+v_{a,d}+v_{b,d}$	2.977	< 5.5 Ok!!
Internal Diameter	$D_{int}$ (m)	0.10		$t_{si}$ (m)	0.0018	= 2mm
Single Layer Thickness	$t_l$ (m)	0.013		$T_e$ (m)	0.22	
Total No. Of Layers	n	15		$\Sigma v_{z,d}$ (m)	0.0090	
Initial Displacement (Option)	$D_{int}$ (m)	0.40		$\Sigma v_{z,d} \cdot (D^2 \theta_d) / K_{cd}$	0.0090	>= 0 Ok!!
Stiffnesses Ratio	$v = K_d / K_e$	0.10		$P_{cr}$ (kN)	1231.30	
				FS=P/P <sub>cr</sub>	0.81	< 1.0 Ok!!
				$K_{eff}^*$ (kN/m)	403.6	34%
Design Displacement	$D_m$ (m)	0.182				

Σχήμα 5.5 Πρώτη Εκτίμηση των Διαστάσεων και των Δυναμικών Χαρακτηριστικών της Μόνωσης

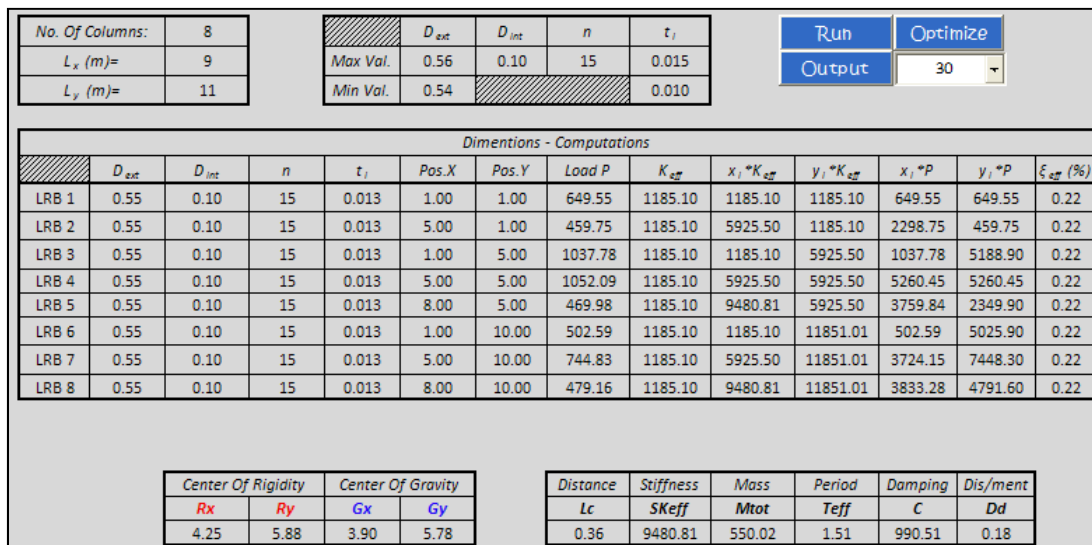
Παρατηρούμε ότι με το συγκεκριμένο σύστημα (Σχήμα 5.5) επιτυγχάνουμε ιδιοπερίοδο ίση με  $T_{eff}=1.51$  sec και συντελεστή απόσβεσης  $\xi_{eff}=21.7\%$ . Τόσο η ιδιοπερίοδος όσο και η απόσβεση θεωρούνται αποδεκτές στα πλαίσια της προδιαστασιολόγησης, καθώς



επιτυγχάνονται τα ελάχιστα και μέγιστα αντίστοιχα όρια. Η μετακίνηση σχεδιασμού του διαφράγματος για το υπόψη σύστημα προέκυψε ίση με 0.182 m.

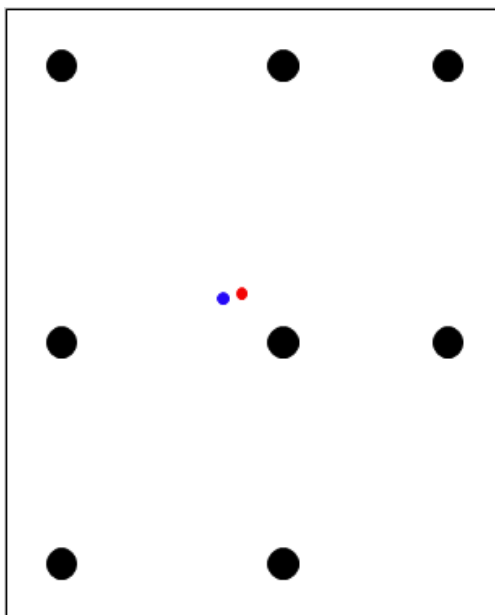
Ακόμα, για φορτίο ανάλογο των μέγιστων φορτίων κάθε εφεδράνου οι έλεγχοι ικανοποιούνται και δεν υπάρχει κάποιο πρόβλημα.

Στη συνέχεια προχωρούμε στη διαδικασία της βελτιστοποίησης της διάταξης, δίνοντας τα περιθώρια των μεταβλητών αλλά και τη γεωμετρία του μοντέλου (Σχήμα 5.6). Τα περιθώρια επιλέγονται να είναι  $0.54 \div 0.56$  m για την εξωτερική διάμετρο, 0.10 m για τη διάμετρο του πυρήνα, 15 για τις στρώσεις ελαστικού και  $0.010 \div 0.015$  m για το πάχος της κάθε στρώσης.



Σχήμα 5.6 Συνολική Εικόνα Μόνωσης Πριν τη Βελτιστοποίηση

Για την αρχική επιλογή εφεδράνου η απόσταση μεταξύ των κέντρων είναι της τάξης των 0.36 m (Σχήμα 5.7). Η απόσταση αυτή είναι υπεύθυνη για τη μεταφορική - στρεπτική εικόνα των ιδιομορφών ταλάντωσης λόγω της εκκεντρότητας.



Σχήμα 5.7 Θέση Κέντρου Δυσκαμψίας και Κέντρου Ελαστικής Στροφής Πριν τη Βελτιστοποίηση

Συνεχίζοντας με τη βελτιστοποίηση παίρνουμε δύο διαφορετικούς τύπους LRB, οι οποίοι τροποποιούν το σύστημα ώστε η απόσταση μεταξύ των κέντρων να μειωθεί στα 0.03 m.

No. Of Columns:	8		$D_{ext}$	$D_{int}$	$n$	$t_i$	Run	Optimize
$L_x$ (m)=	9	Max Val.	0.60	0.10	15	0.015	Output	30
$L_y$ (m)=	11	Min Val.	0.50			0.010		

Dimensions - Computations													
	$D_{ext}$	$D_{int}$	$n$	$t_i$	Pos.X	Pos.Y	Load P	$K_{eff}$	$x_i * K_{eff}$	$y_i * K_{eff}$	$x_i * P$	$y_i * P$	$\xi_{eff}$ (%)
LRB 1	0.60	0.10	15	0.013	1.00	1.00	649.55	1328.97	1328.97	1328.97	649.55	649.55	0.19
LRB 2	0.50	0.10	15	0.014	5.00	1.00	459.75	1001.23	5006.15	1001.23	2298.75	459.75	0.25
LRB 3	0.60	0.10	15	0.013	1.00	5.00	1037.78	1328.97	1328.97	6644.84	1037.78	5188.90	0.19
LRB 4	0.60	0.10	15	0.013	5.00	5.00	1052.09	1328.97	6644.84	6644.84	5260.45	5260.45	0.19
LRB 5	0.50	0.10	15	0.014	8.00	5.00	469.98	1001.23	8009.84	5006.15	3759.84	2349.90	0.25
LRB 6	0.60	0.10	15	0.013	1.00	10.00	502.59	1328.97	1328.97	13289.69	502.59	5025.90	0.19
LRB 7	0.50	0.10	15	0.014	5.00	10.00	744.83	1001.23	5006.15	10012.31	3724.15	7448.30	0.25
LRB 8	0.50	0.10	15	0.014	8.00	10.00	479.16	1001.23	8009.84	10012.31	3833.28	4791.60	0.25

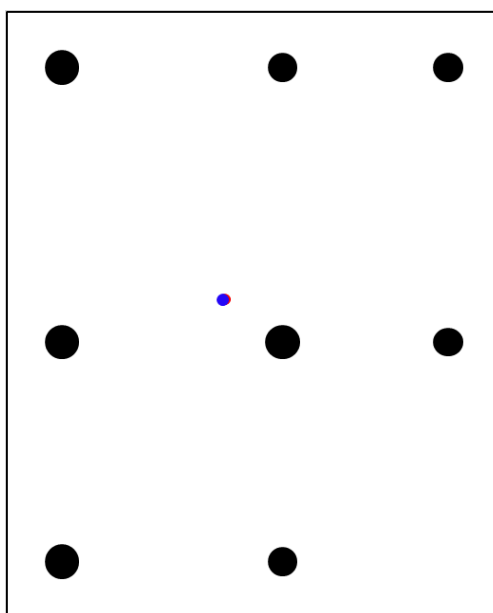
Center Of Rigidity		Center Of Gravity	
Rx	Ry	Gx	Gy
3.93	5.79	3.90	5.78

Distance	Stiffness	Mass	Period	Damping	Dis/ment
Lc	SKeff	Mtot	Teff	C	Dd
0.03	9320.80	550.02	1.53	984.65	0.184

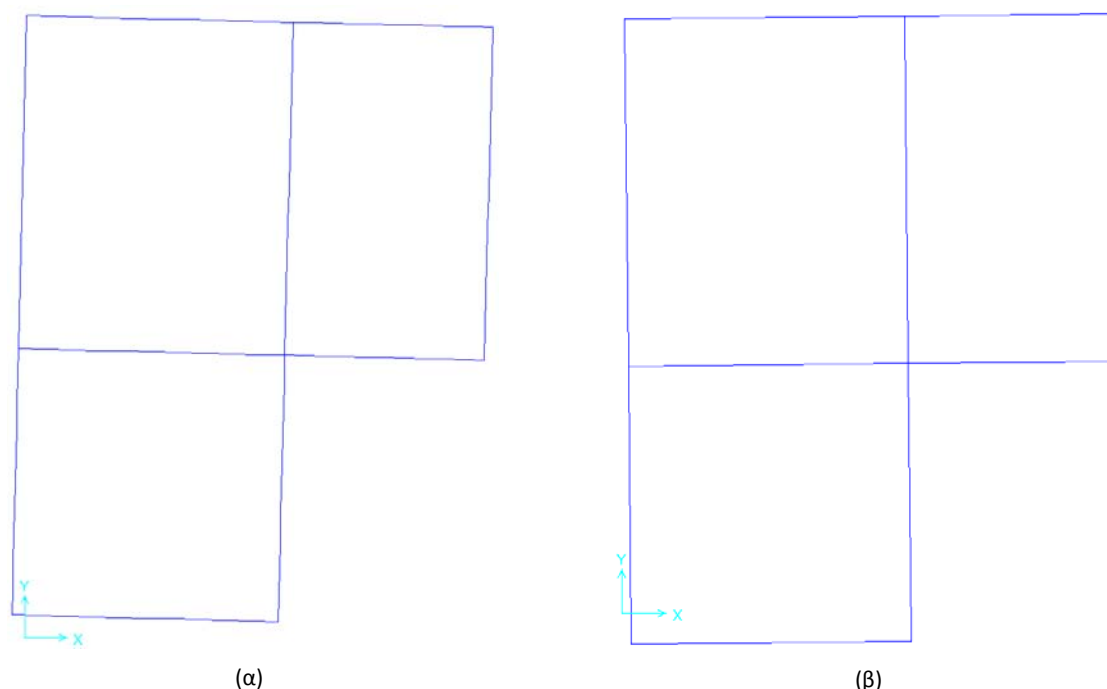
Σχήμα 5.8 Συνολική Εικόνα Μόνωσης Μετά τη Βελτιστοποίηση

Παρατηρούμε ότι η ιδιοπερίοδος είναι ελαφρώς αυξημένη σε σχέση με αυτή της προηγούμενης διάταξης, ενώ η συνολική απόσβεση κατά τη διεύθυνση κίνησης είναι ίση με  $C=984.65$  kNs/m και η μετατόπιση 0.184 m.



Σχήμα 5.9 Θέση Κέντρου Δυσκαμψίας και Κέντρου Ελαστικής Στροφής Μετά τη Βελτιστοποίηση

Η δυναμική απόκριση της μονωμένης κατασκευής είναι σαφώς ευνοϊκότερη της συμβατικής καθώς έχει περιοριστεί κατά πολύ η συμμετοχή της στρεπτικής συνιστώσας της ταλάντωσης. Αυτό διαπιστώνεται εύκολα παρατηρώντας το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής ταλάντωσης για τις δύο περιπτώσεις (Σχήμα 5.10). Στη μεν συμβατική κατασκευή κυριαρχεί η μεταφορική – στρεπτική συμπεριφορά στη δε μονωμένη παρατηρείται μια περισσότερο μεταφορική εικόνα.



Σχήμα 5.10 Πρώτη Ιδιομορφή Ταλάντωσης (α) Συμβατικής Κατασκευής (β) Μονωμένης Κατασκευής

Υπό αυτή την έννοια μπορούμε να πούμε ότι ο σχεδιασμός του συστήματος μόνωσης είναι επιτυχής, καθώς ικανοποιείται η απαίτηση περιορισμού των στρεπτικών παραμορφώσεων του δομήματος. Ο σκοπός λοιπόν του εργαλείου του Microsoft Excel που αναπτύχθηκε έχει επιτευχθεί τόσο σε επίπεδο προδιαστασιολόγησης και σχεδιασμού της μόνωσης όσο και σε επίπεδο βελτιστοποίησης της συνολικής διάταξης.

Ακολούθως, παρουσιάζονται οι πέντε πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης της μονωμένης κατασκευής αλλά και οι συντελεστές συμμετοχής για τις κύριες διευθύνσεις κίνησης.

Πίνακας 5.4 Πέντε Πρώτες Ιδιομορφές Ταλάντωσης Μονωμένης Κατασκευής

Mode	Period(sec)	Frequency
1	1.575	0.635
2	1.573	0.636
3	1.498	0.667
4	0.057	17.674
5	0.055	18.225

Πίνακας 5.5 Ιδιομορφικός Συντελεστής Συμμετοχής Μονωμένης Κατασκευής

Mode	Period(sec)	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	1.575	-4.801	22.821	-0.001	-67.865	-14.281	78.446
2	1.573	22.936	4.886	0.002	-14.515	68.183	-93.016
3	1.498	-1.062	2.357	0.000	-6.865	-3.042	111.314
4	0.057	0.009	-0.003	-12.810	-51.026	10.954	-0.041
5	0.055	0.001	-0.002	-7.343	-30.746	41.688	-0.014

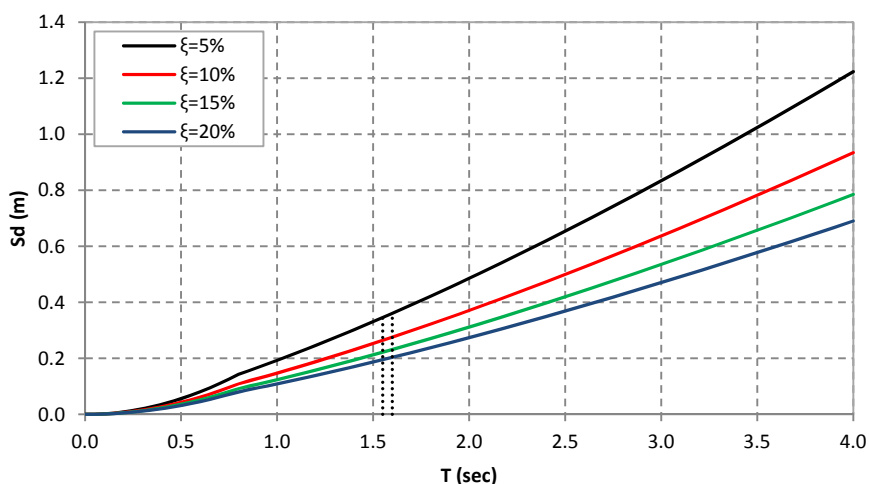
Για το φάσμα σχεδιασμού του σχεδιασμού του συστήματος σεισμικής μόνωσης προκύπτουν οι φασματικές μετακινήσεις κατά τις διευθύνσεις σχεδιασμού. Στο σημείο αυτό αξίζει να σημειωθεί ότι τα αποτελέσματα της ανάλυσης με ένα πρόγραμμα πεπερασμένων

στοιχείων δεν ταυτίζονται απολύτως με τα αποτελέσματα του εργαλείου προδιαστασιολόγησης. Με άλλα λόγια οι ιδιοπεριόδοι που υπολογίζονται από το λογισμικό (SAP2000) είναι ελαφρώς μεγαλύτερες σε σχέση με τις ιδιοπεριόδους που προκύπτουν από το Excel. Αυτό διότι στην ανάλυση με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων υπεισέρχεται η ευκαμψία της κατασκευής, καθώς δεν θεωρείται απολύτως άκαμπτο σώμα, η οποία τροποποιεί τα δυναμικά χαρακτηριστικά της ανάλυσης. Αντίθετα, κατά τη προδιαστασιολόγηση η ανωδομή θεωρείται άκαμπτη και η μόνη ευκαμψία εισάγεται στο επίπεδο της μόνωσης.

Στα πλαίσια αυτής της διαφοράς μπορεί εύκολα να γίνει αντιληπτό ότι οι φασματικές μετακινήσεις του διαφράγματος της μόνωσης θα είναι ελαφρώς μεγαλύτερες αυτών της προδιαστασιολόγησης.

Πίνακας 5.6 Διαφορές Προδιαστασιολόγησης - Φασματικής Ανάλυσης

	Προδιαστασιολόγηση Εργαλείο Microsoft Excel	SAP2000
<b>Period</b>	1.53 sec	1.57 sec
<b>Disp/ment</b>	0.184 m	0.210 m



Σχήμα 5.11 Φάσμα Μετακινήσεων και Θέση Ιδιοπεριόδου Προδιαστασιολόγησης και Φασματικής Ανάλυσης του SAP2000

---

# Κεφάλαιο 6

---

## Ανάλυση Σεισμικά Μονωμένης Υφιστάμενης Κατασκευής

### 6.1 Γενικά

Το κτίριο αναλύεται σαν ένα χωρικό προσομοίωμα, αγνοώντας την επιρροή της τοιχοποιίας στην ανάληψη οριζόντιας δύναμης και θεωρώντας μόνο την συμβολή των υπολοίπων δομικών στοιχείων (δοκοί, τοιχία, υποστυλώματα). Η προσομοίωση των οριζόντιων και των κατακόρυφων μελών, καθώς επίσης και των πεδιλοδοκών έγινε με ραβδωτά στοιχεία πλαισίου 6 βαθμών ελευθερίας.

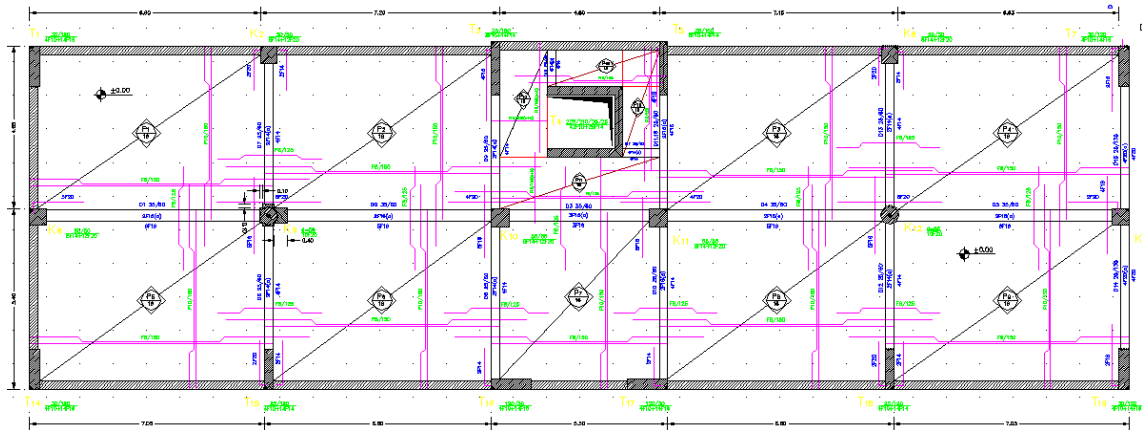
Η προσομοίωση των περιμετρικών τοιχωμάτων του υπογείου έγινε με χρήση χιαστή συνδέσμων μεγάλης δυσκαμψίας, ώστε να εξασφαλίζεται με τον καλύτερο τρόπο το απαραμόρφωτο της στάθμης του ισογείου. Ακόμα, η προσομοίωση του εδάφους έγινε με χρήση ενός μετακινησιακού και δύο στροφικών ελατηρίων.

Η προσομοίωση των τοιχωμάτων γίνεται με τη μέθοδο του ισοδύναμου στύλου. Ο ισοδύναμος στύλος περιλαμβάνει:

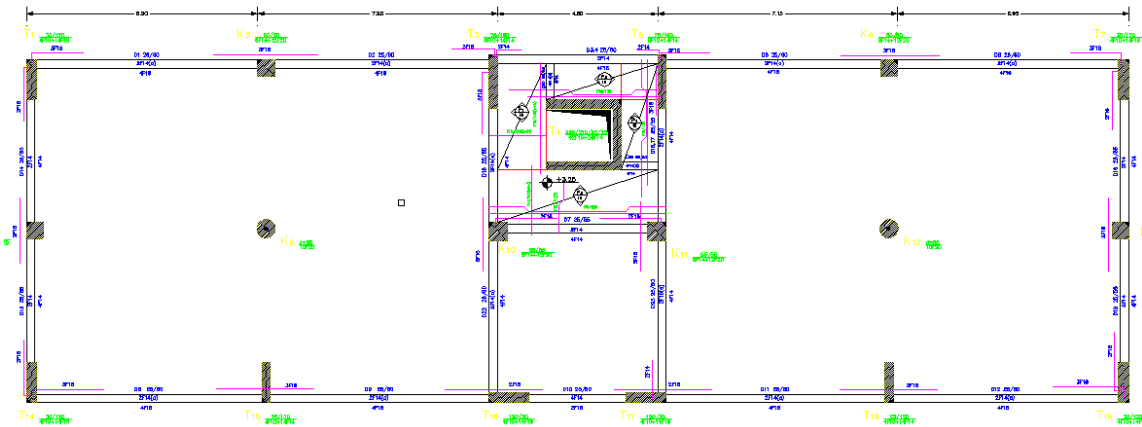
- ένα γραμμικό κατακόρυφο στοιχείο με διατομή ίδια με αυτή του τοιχώματος
- απολύτως στερεούς, οριζόντιους βραχίονες (άκαμπτα στοιχεία) στις στάθμες των ορόφων, οι οποίοι συνδέουν απαραμόρφωτα τον κεντροβαρικό άξονα του τοιχώματος με τις δοκούς που συμβάλλουν στο τοίχωμα.

## 6.2 Μορφολογία Φορέα

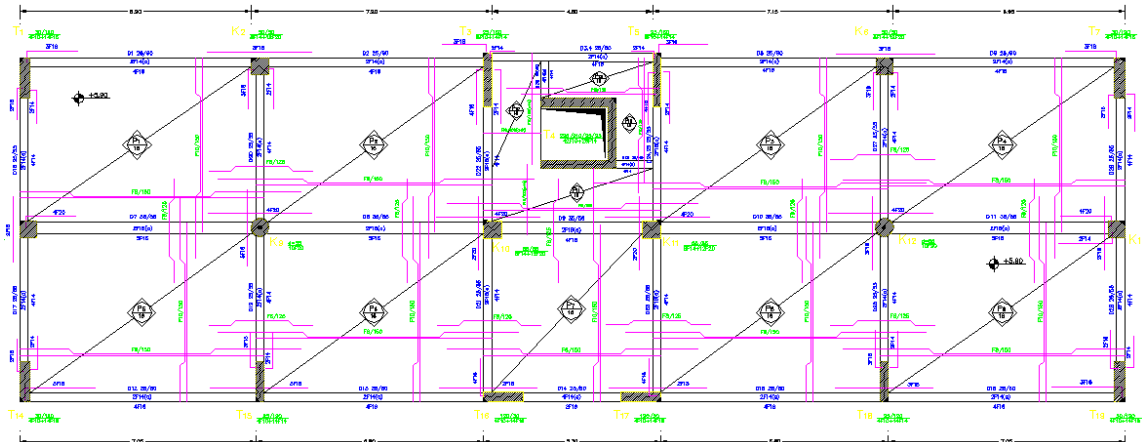
Πρόκειται για υφιστάμενη τετραώροφη κατασκευή η οποία χρησιμοποιείται για τη στέγαση εργασιακών χώρων. Στην κορυφή καταλήγει ένα δώμα, ενώ οι στάθμες του πρώτου και δευτέρου ορόφου αποτελούν έναν ενιαίο χώρο όπως φαίνεται και στις κατόψεις που ακολουθούν.



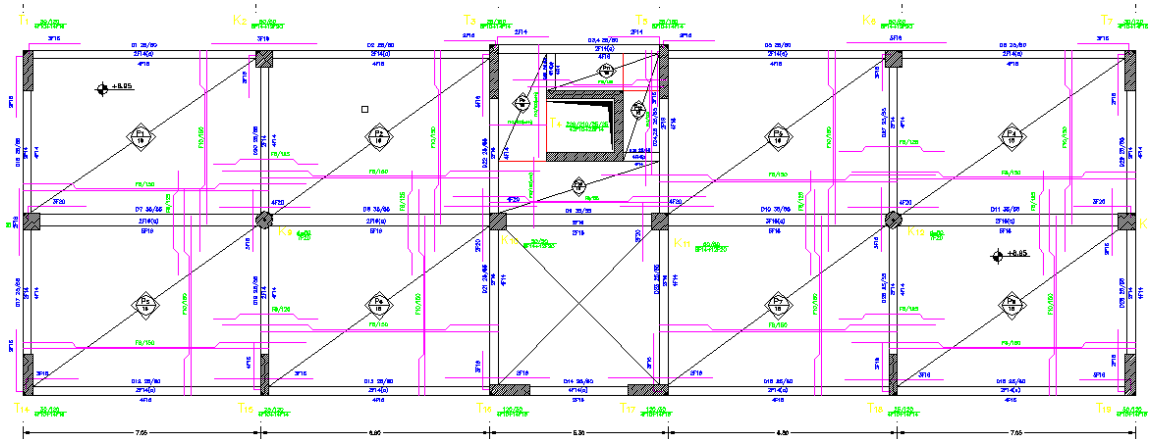
Σχήμα 6.1 Κάτοψη Ισογείου



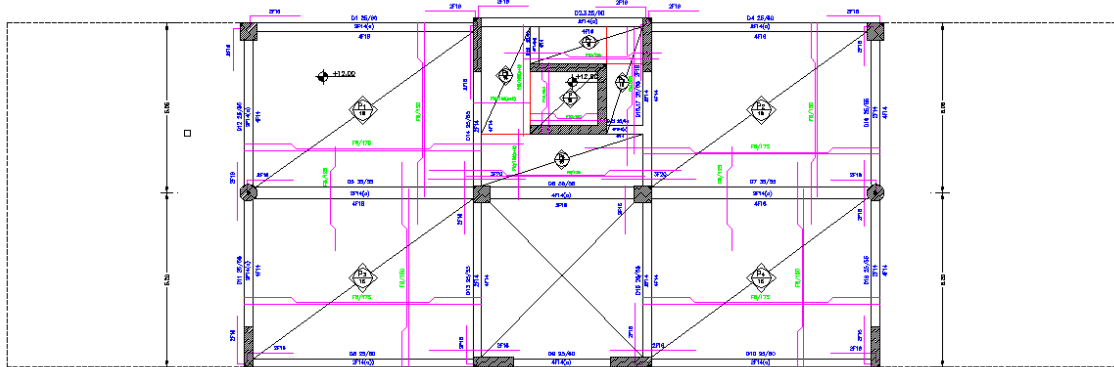
Σχήμα 6.2 Κάτοψη 1ου Ορόφου



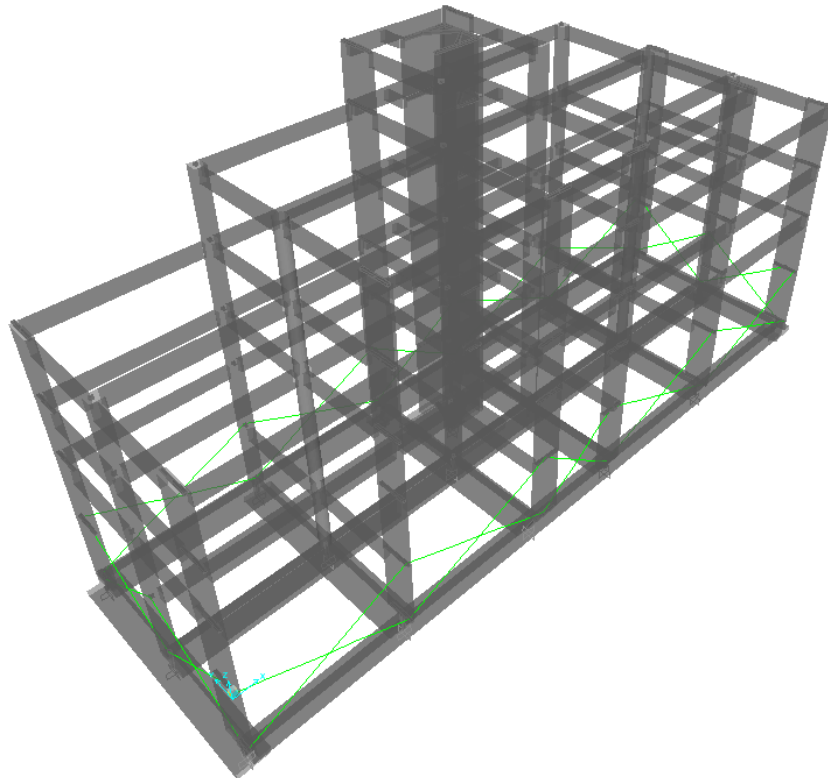
Σχήμα 6.3 Κάτοψη 2ου Ορόφου



Σχήμα 6.4 Κάτοψη 3ου Ορόφου



Σχήμα 6.5 Κάτοψη 4 Ορόφου - Δώματος



Σχήμα 6.6 Χωρικό Προσομοίωμα

Στο επίπεδο κάθε ορόφου θεωρούμε διαφραγματική λειτουργία, ενώ η στηρίξεις θεωρούνται πακτώσεις.

Οι πέντε πρώτες ιδιοπερίοδοι της κατασκευής είναι:

Πίνακας 6.1 Πέντε Πρώτες Ιδιομορφές Πακτωμένης Κατασκευής

Mode	Period (sec)	Frequency(Hz)
1	0.49	2.06
2	0.43	2.31
3	0.36	2.81
4	0.14	7.11
5	0.13	7.62

### 6.3 Προσομοίωση Εφεδράνων LRB

Για τις ακόλουθες αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν δυο διαφορετικοί τύποι εφεδράνων, οι οποίοι προέκυψαν από τη διαδικασία βελτιστοποίησης του συστήματος της μόνωσης όπως έχει αναφερθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο. Έγινε προσπάθεια να χρησιμοποιηθούν όσο το δυνατόν λιγότεροι τύποι και παράλληλα να ικανοποιούνται όλοι οι περιορισμοί που επιβάλλονται από τους κανονισμούς. Τα εφέδρανα που χρησιμοποιούνται είναι τα παρακάτω:

Πίνακας 6.2 Τύποι Εφεδράνων Ανάλυσης

Τύπος	Εξωτερική Διάμετρος	Εσωτερική Διάμετρος	Πλήθος Στρώσεων	Πάχος Στρώσης
	$D_{ext}$	$D_{int}$	$n$	$t_i$
Type 1	0.60	0.12	20	0.016
Type 2	0.67	0.12	20	0.015

Τα μεγέθη που απαιτούνται ώστε να γίνει η προσομοίωση των εφεδράνων στο SAP2000 είναι η ενεργός δυσκαμψία, η ενεργός απόσβεση, η ελαστική δυσκαμψία του μονωτήρα, η δύναμη διαρροής του και ο λόγος της μεταλαστικής ακαμψία προς την ελαστική. Η απόσβεση θα πρέπει να υπολογιστεί κατάλληλα ώστε να περιέχει μόνο την πρόσθετη απόσβεση που παρέχουν τα εφέδρανα. Σε διαφορετική περίπτωση το πρόγραμμα υπολογίζει δύο φορές την απόσβεση του κτιρίου (5%) κατά τον προσδιορισμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων, καθώς προσθέτει κάθε φορά την απόσβεση αυτή κατά τη διαδικασία ανάλυσης. Η τροποποίηση αυτή στον προσδιορισμό της απόσβεσης που εισάγεται στο πρόγραμμα επιτυγχάνεται αφαιρώντας κάθε φορά την απόσβεση του κτιρίου (5%) από τη συνολική υπολογισθείσα απόσβεση του κάθε εφεδράνου.

$$c_i = 2 \cdot m_i \cdot \omega_b \cdot (\xi_b - \xi_{el}) \Rightarrow c_i = 2 \cdot m_i \cdot \omega_b \cdot \xi_b - 2 \cdot m_i \cdot \omega_b \cdot \xi_{el} \Rightarrow c_i = 2 \cdot m_i \cdot \omega_b \cdot \xi_b - c_{el} \quad (6.1)$$

Η συνολική απόσβεση του συστήματος υπολογίζεται:

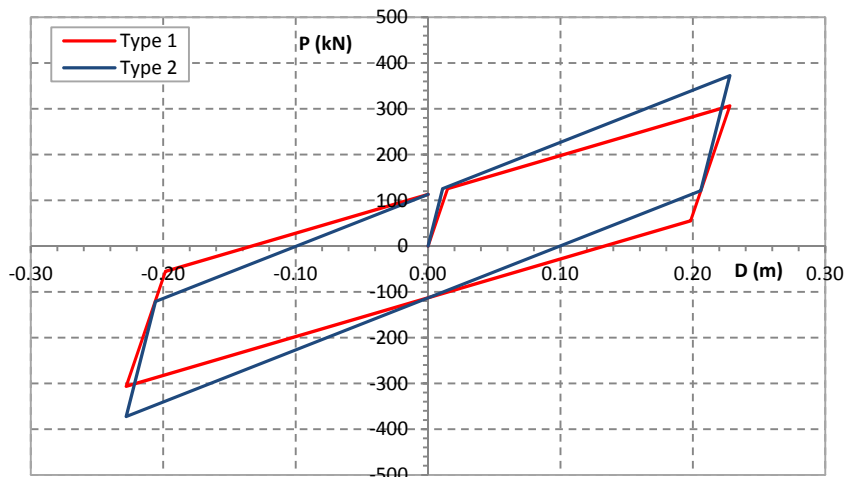
$$C = \sum_{i=1}^N c_i = 2 \cdot M \cdot \omega_b \cdot \sum_{i=1}^N (\xi_b^i - \xi_{el}^i) \Rightarrow C = 2 \cdot M \cdot \omega_b \cdot \sum_{i=1}^N \xi_b^i - C_{el} \Rightarrow$$

$$C = 2 \cdot M \cdot \omega_b \cdot \frac{\sum_{i=1}^N W_D}{2\pi \sum_{i=1}^N K_{eff} D_d^2} - C_{el} \Rightarrow C = \frac{\sum_{i=1}^N W_D}{\pi \cdot \omega_b \cdot D_d^2} - C_{el} \quad (6.2)$$



## 6.4 Αποτελέσματα Ανάλυσης για Θεώρηση Άκαμπτου Σώματος

Για τους δύο τύπους εφεδράνων που αναφέρθηκαν προηγουμένως υπολογίστηκε η οριζόντια μετατόπιση που αναλαμβάνει το διάφραγμα για θεώρηση άκαμπτου σώματος. Ο υπολογισμός έγινε βάσει της ισοδύναμης στατικής μεθόδου και από την προκύπτουσα μετατόπιση προσδιορίζονται όλες οι παράμετροι των βρόχων υστέρησης του κάθε εφεδράνου και εν συνεχεία η συνολική απόσβεση που προσφέρεται στο σύστημα. Οι βρόχοι αυτοί φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα:

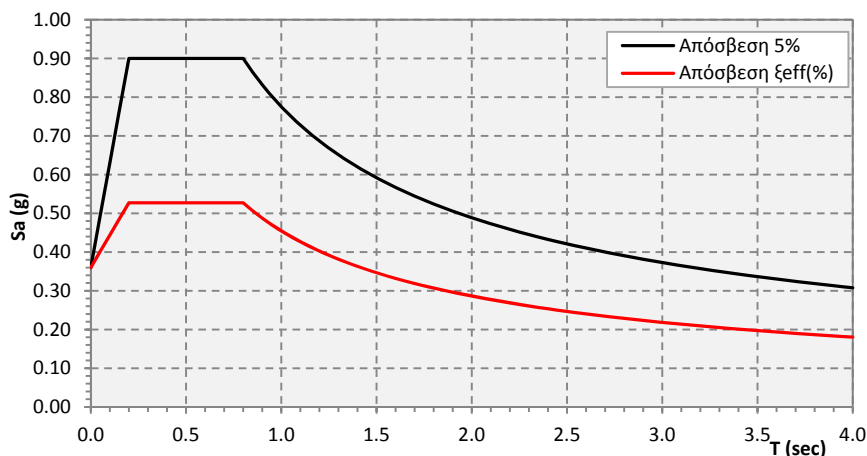


Σχήμα 6.7 Βρόχοι Υστέρησης LRB

Οι παραπάνω τύποι LRB προέκυψαν μέσω τις διαδικασίας βελτιστοποίησης ώστε να μειωθεί στο ελάχιστο η απόσταση μεταξύ των δύο χαρακτηριστικών κέντρων της κατασκευής. Στην συγκεκριμένη περίπτωση κτιρίου, η συμμετρία κατά τις δύο διευθύνσεις κίνησης δεν επιτρέπει στην απόσταση των κέντρων να πάρει μεγάλες τιμές. Επομένως η βελτιστοποίηση ή μη δεν παίζει σημαντικό ρόλο σε περιπτώσεις σαν και αυτή.

Για το σχεδιασμό της μόνωσης θα θεωρήσουμε της μηχανικές ιδιότητες του υλικού του μονωτήρα αλλά και τα σεισμικά χαρακτηριστικά της περιοχής ώστε να λάβουμε το αντίστοιχα φάσμα σχεδιασμού.

- Μέτρο Διάτμησης Ελαστικού,  $G=1000 \text{ kN/m}^2$
- Μέτρο Ελαστικότητας,  $E=3250 \text{ kN/m}^2$
- Τάση Διαρροής Μολύβδου,  $\sigma_y=10000 \text{ kN/m}^2$
- Σταθερά Υλικού,  $k=0.64$
- Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας III
- Συντελεστής Σπουδαιότητας 2
- Τύπος Εδάφους C
- Συντελεστής Συμπεριφοράς  $q=1.0$
- Συντελεστής Θεμελίωσης  $\theta=1.0$



Σχήμα 6.8 Φάσμα Σχεδιασμού Ανάλυσης

Έτσι προέκυψαν τα ακόλουθα αποτελέσματα:

Πίνακας 6.3 Διαστάσεις και Ενεργός Δυσκαμψία LRBs

Διαστάσεις- Υπολογισμοί													
	$D_{ext}$	$D_{int}$	$n$	$t_i$	$Pos.X$	$Pos.Y$	$Load P$	$K_{eff}$	$\chi_i * K_{eff}$	$\gamma_i * K_{eff}$	$\chi_i * P$	$\gamma_i * P$	$\xi_{eff}(\%)$
LRB 1	0.60	0.12	20	0.016	1.18	1.54	791.90	1344.50	1579.79	2072.15	930.49	1220.48	0.220
LRB 2	0.60	0.12	20	0.016	8.18	1.54	722.10	1344.50	10991.31	2072.15	5903.18	1112.90	0.220
LRB 3	0.60	0.12	20	0.016	15.03	1.54	889.47	1344.50	20201.15	2072.15	13364.26	1370.85	0.220
LRB 4	0.60	0.12	20	0.016	19.98	1.54	906.92	1344.50	26856.44	2072.15	18115.75	1397.75	0.220
LRB 5	0.60	0.12	20	0.016	26.83	1.54	718.13	1344.50	36066.28	2072.15	19263.81	1106.78	0.220
LRB 6	0.60	0.12	20	0.016	33.83	1.54	803.38	1344.50	45477.80	2072.15	27174.33	1238.17	0.220
LRB 7	0.60	0.12	20	0.016	1.18	6.20	430.68	1344.50	1579.79	8335.92	506.05	2670.22	0.220
LRB 8	0.67	0.12	20	0.015	8.18	6.20	2215.26	1633.79	13356.24	10129.50	18109.71	13734.58	0.184
LRB 9	0.67	0.12	20	0.015	15.03	6.20	2218.50	1633.79	24547.71	10129.50	33332.98	13754.71	0.184
LRB 10	0.67	0.12	20	0.015	19.98	6.20	2082.81	1633.79	32634.98	10129.50	41604.09	12913.41	0.184
LRB 11	0.67	0.12	20	0.015	26.83	6.20	2215.77	1633.79	43826.44	10129.50	59437.92	13737.75	0.184
LRB 12	0.60	0.12	20	0.016	33.83	6.20	439.72	1344.50	45477.80	8335.92	14873.56	2726.27	0.220
LRB 13	0.60	0.12	20	0.016	1.18	11.08	617.45	1344.50	1579.79	14890.37	725.50	6838.21	0.220
LRB 14	0.60	0.12	20	0.016	8.18	11.08	580.36	1344.50	10991.31	14890.37	4744.46	6427.51	0.220
LRB 15	0.60	0.12	20	0.016	15.03	11.08	1125.58	1344.50	20201.15	14890.37	16911.88	12465.83	0.220
LRB 16	0.60	0.12	20	0.016	19.98	11.08	998.63	1344.50	26856.44	14890.37	19947.55	11059.78	0.220
LRB 17	0.60	0.12	20	0.016	26.83	11.08	571.21	1344.50	36066.28	14890.37	15322.57	6326.10	0.220
LRB 18	0.60	0.12	20	0.016	33.83	11.08	638.97	1344.50	45477.80	14890.37	21613.02	7076.55	0.220
LRB 19	0.67	0.12	20	0.015	17.50	8.78	1988.39	1633.79	28591.34	14336.52	34796.88	17448.15	0.184

Παρατηρούμε ότι για το σύνολο των LRB ο λόγος αποσβέσεως ( $\xi_{eff}$ ) παραμένει μικρότερος του 22%. Τιμές του λόγου αποσβέσεως που δεν υπερβαίνουν το 25% θεωρούνται αποδεκτές στο σχεδιασμό συστημάτων σεισμικής μόνωσης, καθώς από εκεί και πάνω η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων δεν είναι δεδομένη.

Όσον αφορά τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής (Πίνακας 6.4) παρατηρούμε ότι επιτυγχάνεται μια ιδιοπερίοδος της τάξης των 1.77 sec και μια μετατόπιση σχεδιασμού ίση με 0.228 m. Η μετατόπιση αυτή αντιστοιχεί στη μετατόπιση της κατασκευής θεωρώντας την ως άκαμπτο σώμα.

Πίνακας 6.4 Δυναμικά Χαρακτηριστικά Κατασκευής για Θεώρηση Άκαμπτου Σώματος

Δυσκαμψία	Μάζα	Περίοδος	Απόσβεση	Μετ/νιση
$\Sigma K_{eff}$	$M_{tot}$	$T_{eff}$	$C$	$D_d$
26991.99	2136.11	1.77	3172.51	0.228

Συγκρίνοντας την ιδιοπερίοδο του μονωμένου συστήματος (1.77 sec) με αυτή της συμβατικά θεμελιωμένης κατασκευής (θεωρείται πάκτωση) παρατηρούμε ότι ισχύει  $T_{iso}/T_{fix} = 1.77/0.49 \cong 3.61$ , που σημαίνει ότι έχει επιτευχθεί ο στόχος του σχεδιασμού για ιδιοπεριόδους 3.0 έως 3.5 φορές μεγαλύτερες σε σχέση με τη συμβατική θεμελίωση.

Ακόμα, για τους τύπους LRB που προαναφέρθηκαν διασφαλίζεται η επάρκεια τους έναντι των περιορισμών του κανονισμού (§ 3.6) τόσο σε επίπεδο γωνιακών παραμορφώσεων όσο και σε επίπεδο ευστάθειας για τα κατακόρυφα φορτία σχεδιασμού.

Πίνακας 6.5 Έλεγχοι Επάρκειας Εφεδράνων Έναντι Απαιτήσεων Κανονισμού

Ποσότητες Σχεδιασμού											
	$\xi_{eff}$	$T_{eff}$	$S$	$A_r$	$\gamma_c$	$\gamma_q$	$\gamma_s$	$t_{si}$	$T_e$	$P/P_{cr}$	$K_H^*$
LRB 1	0.220	1.540	7.500	0.144	1.101	0.744	1.845	0.0020	0.358	0.657	764.03
LRB 2	0.220	1.470	7.500	0.144	1.004	0.744	1.748	0.0020	0.358	0.599	861.85
LRB 3	0.220	1.632	7.500	0.144	1.237	0.744	1.980	0.0020	0.358	0.738	612.19
LRB 4	0.220	1.648	7.500	0.144	1.261	0.744	2.005	0.0020	0.358	0.753	583.17
LRB 5	0.220	1.466	7.500	0.144	0.999	0.744	1.742	0.0020	0.358	0.596	867.15
LRB 6	0.220	1.551	7.500	0.144	1.117	0.744	1.861	0.0020	0.358	0.667	747.08
LRB 7	0.220	1.135	7.500	0.144	0.599	0.744	1.342	0.0020	0.358	0.357	1172.81
LRB 8	0.184	2.336	9.167	0.197	1.844	0.793	2.637	0.0032	0.361	0.993	23.19
LRB 9	0.184	2.338	9.167	0.197	1.847	0.793	2.640	0.0032	0.361	0.995	17.67
LRB 10	0.184	2.265	9.167	0.197	1.734	0.793	2.527	0.0030	0.357	0.924	238.54
LRB 11	0.184	2.336	9.167	0.197	1.845	0.793	2.638	0.0032	0.361	0.993	22.32
LRB 12	0.220	1.147	7.500	0.144	0.611	0.744	1.355	0.0020	0.358	0.365	1165.53
LRB 13	0.220	1.359	7.500	0.144	0.859	0.744	1.602	0.0020	0.358	0.512	991.62
LRB 14	0.220	1.318	7.500	0.144	0.807	0.744	1.551	0.0020	0.358	0.482	1032.73
LRB 15	0.220	1.835	7.500	0.144	1.565	0.744	2.309	0.0024	0.365	0.952	125.56
LRB 16	0.220	1.729	7.500	0.144	1.389	0.744	2.132	0.0021	0.360	0.833	411.52
LRB 17	0.220	1.308	7.500	0.144	0.794	0.744	1.538	0.0020	0.358	0.474	1042.49
LRB 18	0.220	1.383	7.500	0.144	0.889	0.744	1.632	0.0020	0.358	0.530	966.59
LRB 19	0.184	2.213	9.167	0.197	1.655	0.793	2.448	0.0029	0.355	0.876	380.54

Παρατηρούμε ότι κανένας από τους περιορισμούς σχεδιασμού δεν παραβιάζεται υπό το δεδομένο φάσμα σχεδιασμού (§ 3.6). Μια συνοπτική παρουσίαση όλων των αποτελεσμάτων προκύπτει από το εξαγόμενο txt αρχείο του εργαλείου προδιαστασιολόγησης.

## PRELIMINARY DESIGN OF SEISMIC ISOLATION SYSTEM

### GENERAL INFORMATION:

1. The Seismic Design Parameters Are Defined in Accordance With the Greek Code (EAK2000)
2. All The Check Values Are Computed According to EN 1337-03 Provisions
3. The Mechanical Characteristics Of The LRBs And The Seismic Parameters Are Denined Once In LBB Design Sheet

### SYMBOLS:

*Ar* : Bearing's Effective Area  
*C* : Total Damping  
*Dd* : Design Displacement  
*Dext* : External Diameter Of Rubber  
*Dint* : Diameter Of Lead Core  
*gc* : Shear Strain Due to Compressive Load  
*gq* : Shear Strain Due to The Horizontal Displacement  
*gs* : Total Shear Strain  
*jeff* : Viscus Damping Ratio  
*Keff* : LRB's Effective Stiffness  
*Kh\** : Reduced Stiffness Due to Buckling  
*Load* : Vertical Load Of Each LRB  
*Mtot* : Total Mass Of Structure  
*n* : Total Number of Layers  
*PosX* : X Position in Terms Of The Bottom Left Edge Of The Draw  
*PosY* : Y Position in Terms Of The Bottom Left Edge Of The Draw  
*P/Pcg* : P/Pcr Ratio  
*S* : Shape Factor  
*SEff* : Total Structure Stiffness  
*Te* : Total Height of LRB (Rubber And Steel Sheets)  
*Teff* : Effective Period  
*ti* : Thickness of Individual Rubber Layer  
*tsi* : Thickness of Individual Steel Sheet

### SEISMIC DESIGN PARAMETERS:

1. Ground Acceleration = 0.36 g
2. Importance Class Factor = 1
3. Characteristic Period T1 = 0.2 sec
4. Characteristic Period T2 = 0.8 sec
5. Behaviour Factor = 1
6. Spectra Enhancement Factor = 2.5
7. Foundation Factor = 1

### LRBs MECHANICAL CHARACTERISTICS:

1. Rubber's Modulus Of Elasticity = 3250 kN/m<sup>2</sup>
2. Rubber's Shear Modulus = 1000 kN/m<sup>2</sup>
3. Yield Shear Stress Of Lead = 10000 kN/m<sup>2</sup>
4. Shear Strain Of The Rubber = 500 %
5. Material Constant = 0.64

### LRBs ANALYSIS:

A/A	Dext	Dint	n	ti	PosX	PosY	Load	Keff
LRB 1	0.6	0.12	20	0.016	1.18	1.54	791.9	1344.5
LRB 2	0.6	0.12	20	0.016	8.18	1.54	722.1	1344.5
LRB 3	0.6	0.12	20	0.016	15.02	1.54	889.47	1344.5
LRB 4	0.6	0.12	20	0.016	19.98	1.54	906.92	1344.5
LRB 5	0.6	0.12	20	0.016	26.82	1.54	718.13	1344.5
LRB 6	0.6	0.12	20	0.016	33.83	1.54	803.38	1344.5
LRB 7	0.6	0.12	20	0.016	1.18	6.2	430.68	1344.5
LRB 8	0.67	0.12	20	0.015	8.18	6.2	2215.26	1633.79

LRB 9	0.67	0.12	20	0.015	15.02	6.2	2218.5	1633.79
LRB 10	0.67	0.12	20	0.015	19.98	6.2	2082.81	1633.79
LRB 11	0.67	0.12	20	0.015	26.82	6.2	2215.77	1633.79
LRB 12	0.6	0.12	20	0.016	33.83	6.2	439.72	1344.5
LRB 13	0.6	0.12	20	0.016	1.18	11.08	617.45	1344.5
LRB 14	0.6	0.12	20	0.016	8.18	11.08	580.36	1344.5
LRB 15	0.6	0.12	20	0.016	15.02	11.08	1125.58	1344.5
LRB 16	0.6	0.12	20	0.016	19.98	11.08	998.63	1344.5
LRB 17	0.6	0.12	20	0.016	26.82	11.08	571.21	1344.5
LRB 18	0.6	0.12	20	0.016	33.83	11.08	638.97	1344.5
LRB 19	0.67	0.12	20	0.015	17.5	8.78	1988.39	1633.79

**ISOLATED STRUCTURE:**

=====  
 Mtot : 2136.11 Mgr  
 SKeff : 26991.99 kN/m  
 Teff : 1.77 sec  
 Dd : 0.228 m  
 C : 3172.51 kN/m

**LRBs DESIGN QUANTITIES:**

A/A	jeff	Teff	S	Ar	gc	gq	gs	tsi	Te	P/Pcr	Kh*
LRB 1	0.22	1.54	7.5	0.14	1.1	0.74	1.84	0.002	0.36	0.66	764.03
LRB 2	0.22	1.47	7.5	0.14	1	0.74	1.75	0.002	0.36	0.6	861.85
LRB 3	0.22	1.63	7.5	0.14	1.24	0.74	1.98	0.002	0.36	0.74	612.19
LRB 4	0.22	1.65	7.5	0.14	1.26	0.74	2	0.002	0.36	0.75	583.17
LRB 5	0.22	1.47	7.5	0.14	1	0.74	1.74	0.002	0.36	0.6	867.15
LRB 6	0.22	1.55	7.5	0.14	1.12	0.74	1.86	0.002	0.36	0.67	747.08
LRB 7	0.22	1.14	7.5	0.14	0.6	0.74	1.34	0.002	0.36	0.36	1172.81
LRB 8	0.18	2.34	9.17	0.2	1.84	0.79	2.64	0.0032	0.36	0.99	23.19
LRB 9	0.18	2.34	9.17	0.2	1.85	0.79	2.64	0.0032	0.36	0.99	17.67
LRB 10	0.18	2.27	9.17	0.2	1.73	0.79	2.53	0.003	0.36	0.92	238.54
LRB 11	0.18	2.34	9.17	0.2	1.84	0.79	2.64	0.0032	0.36	0.99	22.32
LRB 12	0.22	1.15	7.5	0.14	0.61	0.74	1.36	0.002	0.36	0.36	1165.53
LRB 13	0.22	1.36	7.5	0.14	0.86	0.74	1.6	0.002	0.36	0.51	991.62
LRB 14	0.22	1.32	7.5	0.14	0.81	0.74	1.55	0.002	0.36	0.48	1032.73
LRB 15	0.22	1.84	7.5	0.14	1.57	0.74	2.31	0.0024	0.36	0.95	125.56
LRB 16	0.22	1.73	7.5	0.14	1.39	0.74	2.13	0.0021	0.36	0.83	411.52
LRB 17	0.22	1.31	7.5	0.14	0.79	0.74	1.54	0.002	0.36	0.47	1042.49
LRB 18	0.22	1.38	7.5	0.14	0.89	0.74	1.63	0.002	0.36	0.53	966.59
LRB 19	0.18	2.21	9.17	0.2	1.66	0.79	2.45	0.0029	0.35	0.88	380.54

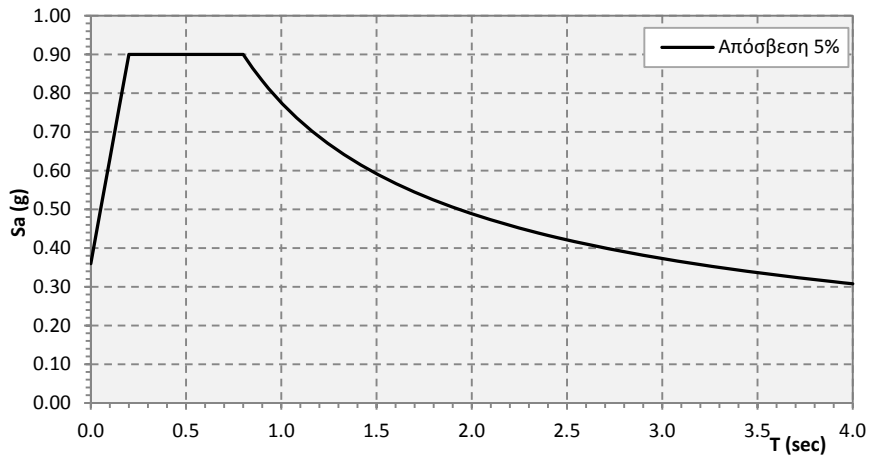
## **6.5 Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση Κατασκευής**

### **6.5.1 Γενικά**

Κατά την ανάλυση αυτή λαμβάνεται υπόψη η συμμετοχή της καμπτικής λειτουργίας των ορόφων μέσω των καμπτικών ιδιομορφών ταλάντωσης της κατασκευής. Για την εξαγωγή αποτελεσμάτων χρησιμοποιείται ως είσοδος το φάσμα σχεδιασμού του αντίστοιχου κανονισμού, όπως αυτό επιλέγεται από τον μελετητή, εφαρμοζόμενο κατά τις κύριες διευθύνσεις κίνησης. Ο συνδυασμός των διαφόρων διευθύνσεων και ποσοστών συμμετοχής της κάθε διεύθυνσης δίνει ένα σύνολο συνδυασμών φόρτισης υπό τους οποίους γίνεται ο τελικός σχεδιασμός.

### **6.5.2 Αποτελέσματα Ανάλυσης**

Για το φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ2000 σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III, συντελεστή σπουδαιότητας 2 και κατηγορία εδάφους C, έχουμε τη παρακάτω εικόνα:



Σχήμα 6.9 Φάσμα Σχεδιασμού Φασματικής Ανάλυσης

Για το φάσμα αυτό δημιουργούνται οι συνδυασμοί φόρτισης, όπως αυτοί ορίζονται από τον κανονισμό, και είναι οι εξής 24:

Πίνακας 6.6 Συνδυασμοί Ιδιομορφικής Φασματικής Ανάλυσης

	<i>G</i>	<i>Q</i>	<i>RSX</i>	<i>RSY</i>	<i>RSZ</i>
<i>COM_1</i>	1.0	0.3	1.0	0.3	0.3
<i>COM_2</i>	1.0	0.3	1.0	0.3	-0.3
<i>COM_3</i>	1.0	0.3	1.0	-0.3	0.3
<i>COM_4</i>	1.0	0.3	1.0	-0.3	-0.3
<i>COM_5</i>	1.0	0.3	-1.0	0.3	0.3
<i>COM_6</i>	1.0	0.3	-1.0	0.3	-0.3
<i>COM_7</i>	1.0	0.3	-1.0	-0.3	0.3
<i>COM_8</i>	1.0	0.3	-1.0	-0.3	-0.3
<i>COM_9</i>	1.0	0.3	0.3	1.0	0.3
<i>COM_10</i>	1.0	0.3	0.3	1.0	-0.3
<i>COM_11</i>	1.0	0.3	-0.3	1.0	0.3
<i>COM_12</i>	1.0	0.3	-0.3	1.0	-0.3
<i>COM_13</i>	1.0	0.3	0.3	-1.0	0.3
<i>COM_14</i>	1.0	0.3	0.3	-1.0	-0.3
<i>COM_15</i>	1.0	0.3	-0.3	-1.0	0.3
<i>COM_16</i>	1.0	0.3	-0.3	-1.0	-0.3
<i>COM_17</i>	1.0	0.3	0.3	0.3	1.0
<i>COM_18</i>	1.0	0.3	0.3	-0.3	1.0
<i>COM_19</i>	1.0	0.3	-0.3	0.3	1.0
<i>COM_20</i>	1.0	0.3	-0.3	-0.3	1.0
<i>COM_21</i>	1.0	0.3	0.3	0.3	-1.0
<i>COM_22</i>	1.0	0.3	0.3	-0.3	-1.0
<i>COM_23</i>	1.0	0.3	-0.3	0.3	-1.0
<i>COM_24</i>	1.0	0.3	-0.3	-0.3	-1.0

Ακολούθως παρουσιάζονται οι πέντε πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης για το τροποποιημένο σύστημα, μετά την εισαγωγή των LRBs. Παρατηρούμε ότι η θεμελιώδης

ιδιοπερίοδος της κατασκευής παίρνει τη τιμή 1.84 sec, που είναι πάνω από 3.5 φορές η ιδιοπερίοδος της συμβατικά θεμελιωμένης κατασκευής (0.49 sec).

Πίνακας 6.7 Ιδιομορφές Μονωμένης Κατασκευής

<i>Mode</i>	<i>Period (sec)</i>	<i>Frequency (Hz)</i>
1	1.84	0.54
2	1.83	0.55
3	1.61	0.62
4	0.30	3.33
5	0.27	3.73

Όσον αφορά την τέμνουσα βάσης της κατασκευής θα πρέπει αυτή να είναι μικρότερη ενός ποσοστού  $\alpha$  του συνολικού βάρους της κατασκευής. Το ποσοστό αυτό ορίζεται ως ο λόγος της αναπτυσσόμενης φασματικής επιτάχυνσης προς την επιτάχυνση της βαρύτητας ( $\alpha = S_d/g$ ). Πέραν της βάσης θα πρέπει επίσης να εξασφαλισθεί ότι η ανωτέρω τιμή δεν ξεπερνιέται σε κανένα από τους ορόφους της κατασκευής.

Πίνακας 6.8 Φασματικές Επιταχύνσεις Διαφράγματος Βάσης και Ορόφων Κατά τις Διευθύνσεις Κίνησης υπό τον COM\_1

<i>Όροφος</i>	<i>U1 (g)</i>	<i>U2 (g)</i>
Βάση	0.331	0.110
1	0.337	0.107
2	0.346	0.112
3	0.353	0.112
4	0.363	0.132

Όπως φαίνεται (Πίνακας 6.8) η τιμή του λόγου  $\alpha$  ισούται με 0.331 και επομένως η αντίστοιχη τέμνουσα δεν θα πρέπει να υπερβαίνει την τιμή  $0.331 \cdot W_d$ , όπου ως  $W_d$  συμβολίζεται το βάρος σχεδιασμού της κατασκευής (συνδυασμός G+0.3Q).

Ακόμα, όπως έχει ήδη αναφερθεί, η σεισμική μετακίνηση σχεδιασμού της φασματικής ανάλυσης θα είναι λίγο μεγαλύτερη αυτής της θεώρησης άκαμπτου σώματος. Για το συγκεκριμένο παράδειγμα η μετακίνηση σχεδιασμού, κατ' απόλυτη τιμή, προκύπτει από το SAP2000 ίση με 0.275 m.

Πίνακας 6.9 Μετακινήσεις Κόμβων Βάσης υπό το Συνδυασμό COM\_1

Joint	Com/tion	U1 (m)	U2 (m)	U3 (m)
29	COM_1	0.275	0.083	0
47	COM_1	0.275	0.083	0
55	COM_1	0.275	0.083	0
63	COM_1	0.275	0.083	0
77	COM_1	0.275	0.083	0
91	COM_1	0.274	0.083	0
95	COM_1	0.275	0.083	0
107	COM_1	0.274	0.083	0
144	COM_1	0.274	0.083	0
181	COM_1	0.275	0.083	0
182	COM_1	0.275	0.083	0
194	COM_1	0.274	0.083	0
197	COM_1	0.274	0.083	0
200	COM_1	0.274	0.083	0
218	COM_1	0.275	0.083	0
221	COM_1	0.275	0.083	0
224	COM_1	0.275	0.083	0
225	COM_1	0.275	0.083	0
287	COM_1	0.274	0.083	0

Πίνακας 6.10 Τέμνουσα Βάσης υπό το Συνδυασμό COM\_1

	U1	U2
$V_{base}$ (kN)	6890.8	2233.5

Συγκρίνοντας λοιπόν τα αποτελέσματα της φασματικής ανάλυσης με αυτά της ισοδύναμης στατικής ανάλυσης μπορούμε να εισαγάγουμε τον παρακάτω συγκεντρωτικό πίνακα.

Πίνακας 6.11 Σύγκριση Φασματικής και Ισοδύναμης Στατικής Ανάλυσης

	Φασματική Ανάλυση	Ισοδύναμη Στατική Άκαμπτο Σώμα
$T$ (sec)	1.84	1.77
$D_d$ (m)	0.275	0.228
$S_d/g$	0.331	0.293

### 6.5.3 Σύγκριση Αποτελεσμάτων

Στη παράγραφο αυτή επιχειρείται μια σύγκριση μεταξύ αποτελεσμάτων της ιδιομορφικής φασματικής ανάλυσης για τη συμβατικά θεμελιωμένη κατασκευή (πάκτωση) και για την σεισμικά μονωμένη κατασκευή. Είναι προφανές ότι τα αποτελέσματα (εντατικά μεγέθη, μετατοπίσεις κ.λπ.) που αντιστοιχούν στη συμβατικά θεμελιωμένη κατασκευή θα είναι δυσμενέστερα αυτών της μονωμένης κατασκευής. Αυτό διότι με την εισαγωγή της



μόνωσης επιχειρείται η αποδέσμευση μεταξύ εδάφους - κτιρίου, και η παραλαβή του μεγαλύτερου ποσοστού της έντασης στη στάθμη εισαγωγής των μονωτικών διατάξεων.

Πίνακας 6.12 Σύγκριση Τεμνουσών Βάσης Συμβατικού – Μονωμένου υπό τον COM\_1

	Συμβατικό		Μόνωση	
	U1	U2	U1	U2
$V_{base}$ (kN)	8343.115	2875.486	6890.8	2233.5

Όπως είναι γνωστό μεγαλύτερη ένταση αναλαμβάνεται από μέλη τα οποία έχουν μεγάλη δυσκαμψία. Έτσι, η τέμνουσα βάσης για τους φασματικούς συνδυασμούς που έχουν προαναφερθεί παρουσιάζεται αυξημένη στη περίπτωση της συμβατικά θεμελιωμένης κατασκευής. Η μεγαλύτερη αυτή τιμή της τέμνουσας έχει ως αποτέλεσμα την «εισαγωγή» μεγαλύτερης έντασης στο σύνολο του φορέα καθώς αυτός λειτουργεί ως διατμητικός πρόβολος υπό τις οριζόντιες σεισμικές δράσεις.

Οι φασματικές επιταχύνσεις που δρουν στη κατασκευή είναι υπεύθυνες για την αναπτυσσόμενη ένταση. Με άλλα λόγια, όσο μεγαλύτερες επιταχύνσεις παρουσιάζονται στις στάθμες των ορόφων της κατασκευής τόσο μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη αναπτύσσονται στα διάφορα δομικά στοιχεία, καθώς η ένταση είναι ανάλογη της επιτάχυνσης.

Πίνακας 6.13 Φασματικές Επιταχύνσεις ανά Στάθμη Ορόφου για τον COM\_1

	Όροφος	U1 (g)	U2 (g)
Συμβατικό	1	1.238	0.535
	2	2.334	1.022
	3	3.298	1.449
	4	4.320	2.045
Μόνωση	1	0.337	0.107
	2	0.346	0.112
	3	0.353	0.112
	4	0.363	0.132

Όσον αφορά τις επιταχύνσεις της σεισμικά μονωμένης κατασκευής αυτές δεν θα πρέπει να εμφανίζουν μεγάλες διαφορές από όροφο σε όροφο, καθώς για οριζόντιες φορτίσεις η συμπεριφορά της κατασκευής πλησιάζει αυτή του άκαμπτου σώματος. Αυτό είναι ένα ιδιαίτερα σημαντικό χαρακτηριστικό της σεισμικής μόνωσης καθώς υπάρχει ομοιομορφία τόσο της αναπτυσσόμενης έντασης όσο και των μετατοπίσεων των ορόφων.

Όπως φαίνεται στον ακόλουθο πίνακα (Πίνακας 6.14) οι φασματικές επιταχύνσεις που υπολογίζονται στην οροφή του τετάρτου ορόφου παρουσιάζουν μικρές διαφορές σε σχέση με τις επιταχύνσεις του επίπεδου της μόνωσης.

Πίνακας 6.14 Φασματικές Επιταχύνσεις Στη Στάθμη της Μόνωσης και στην Οροφή του 4<sup>ου</sup> Ορόφου

	<i>U1 (g)</i>	<i>U2 (g)</i>
4ος Όροφος	0.363	0.132
Βάση	0.331	0.110

Η γωνιακές παραμορφώσεις των ορόφων θα πρέπει να βρίσκονται κάτω από ένα συγκεκριμένο όριο, όπως αυτό ορίζεται από τον εκάστοτε κανονισμό. Το όριο αυτό ορίζεται ως 5‰ από τον ΕΑΚ 2000 (§ 4.2.2) (το αντίστοιχο όριο για τον EC8 (Part 1, § 4.4.3.2) είναι 2.5‰).

Πίνακας 6.15 Γωνιακές Παραμορφώσεις Ορόφων υπό τον COM\_1

	Συμβατικό		Μόνωση	
	<i>D (m)</i>	<i>Drift (%)</i>	<i>D (m)</i>	<i>Drift (%)</i>
<b>Βάση</b>	0.000	0.002%	0.275	0.001%
<b>Ισόγειο</b>	6.5E-05		0.275	
<b>Ισόγειο</b>	6.5E-05	0.525%	0.275	0.215%
<b>1ος Όρ.</b>	0.017		0.282	
<b>1ος Όρ.</b>	0.017	0.694%	0.282	0.269%
<b>2ος Όρ.</b>	0.035		0.289	
<b>2ος Όρ.</b>	0.035	0.638%	0.289	0.230%
<b>3ος Όρ.</b>	0.055		0.296	
<b>3ος Όρ.</b>	0.055	0.509%	0.296	0.175%
<b>4ος Όρ.</b>	0.070		0.301	

Παρατηρούμε ότι υπό τον συνδυασμό COM\_1 (Πίνακας 6.15), οι παραμορφώσεις που αναπτύσσει το συμβατικά θεμελιωμένο κτίριο βρίσκονται εκτός των ορίων του κανονισμού, ενώ το σύνολο των παραμορφώσεων για την μονωμένη κατασκευή βρίσκεται εντός των ορίων. Η παρατήρηση αυτή έρχεται να επιβεβαιώσει την ανακουφιστική επίδραση της μόνωσης στη συμπεριφορά της εκάστοτε κατασκευής.

Η ανακουφιστική αυτή επίδραση παρατηρείται και στα εντατικά μεγέθη των μελών της κατασκευής για δεδομένο επίπεδο έντασης. Έτσι, η σεισμικά μονωμένη κατασκευή εμφανίζει σημαντικά μικρότερη ένταση σε σχέση με την συμβατικά θεμελιωμένη. Η παρατήρηση αυτή προκύπτει ως επακόλουθο της προηγούμενης παρατήρησης σχετικά με τις φασματικές επιταχύνσεις των ορόφων (Πίνακας 6.13). Μια εικόνα των εντατικών μεγεθών ενός συγκεκριμένου μέλους της οροφής του 3<sup>ου</sup> ορόφου για το φασματικό συνδυασμό COM\_1 είναι αυτή του ακόλουθου πίνακα:

Πίνακας 6.16 Εντατικά Μεγέθη Δοκού 609 υπό το Συνδυασμό COM\_1

	Θέση (m)	Συν/σμός	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN)	M2 (kN)	M3 (kN)
Συμβατικό	0.28	COM_1	991.01	89.80	23.31	5.41	1.61	228.48
	0.31	COM_1	991.01	91.02	23.31	5.41	0.90	225.37
	0.31	COM_1	940.40	88.00	0.59	2.45	0.90	239.24
	0.75	COM_1	940.40	103.72	0.59	2.45	0.64	196.80
	1.20	COM_1	940.40	119.44	0.59	2.45	0.38	147.42
	1.64	COM_1	940.40	135.17	0.59	2.45	0.12	91.18
	2.08	COM_1	940.40	150.89	0.59	2.45	0.16	37.75
	2.52	COM_1	940.40	166.61	0.59	2.45	0.47	137.59
	2.97	COM_1	940.40	182.33	0.59	2.45	0.78	240.81
	3.41	COM_1	940.40	198.05	0.59	2.45	1.08	337.08
	3.41	COM_1	890.01	178.66	21.39	8.13	1.08	323.21
	3.44	COM_1	890.01	179.89	21.39	8.13	1.25	329.71
Μόνωση	0.28	COM_1	368.52	-37.59	6.28	2.05	0.40	6.63
	0.31	COM_1	368.52	-36.37	6.28	2.05	0.19	7.90
	0.31	COM_1	348.90	-39.15	0.12	0.81	0.19	13.28
	0.75	COM_1	348.90	-23.43	0.12	0.81	0.13	27.15
	1.20	COM_1	348.90	-7.71	0.12	0.81	0.08	34.08
	1.64	COM_1	348.90	8.02	0.12	0.81	0.03	34.16
	2.08	COM_1	348.90	23.74	0.12	0.81	0.05	32.16
	2.52	COM_1	348.90	39.46	0.12	0.81	0.16	82.06
	2.97	COM_1	348.90	55.18	0.12	0.81	0.26	128.97
	3.41	COM_1	348.90	70.90	0.12	0.81	0.36	168.93
	3.41	COM_1	329.30	60.52	6.24	2.50	0.36	163.55
	3.44	COM_1	329.30	61.74	6.24	2.50	0.51	165.99

## 6.6 Μη γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας

### 6.6.1 Γενικά

Κατά την ανάλυση αυτή θεωρείται ότι η ανωδομή συμπεριφέρεται ελαστικά και οι μονωτήρες μη γραμμικά (υστερητική συμπεριφορά). Έτσι, στην πραγματικότητα η μη γραμμική συμπεριφορά συγκεντρώνεται στο επίπεδο της μόνωσης, όπου λαμβάνει χώρα και η κατανάλωση ενέργειας.

Η κατασκευή φορτίζεται με ένα σύνολο συνδυασμών, οι οποίοι περιέχουν σεισμικές καταγραφές ανάλογου φάσματος απόκρισης με το φάσμα απόκρισης του σχεδιασμού. Οι παραπάνω καταγραφές 5 – 7 επιλέγονται ώστε να ανταποκρίνονται στα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά της περιοχής της κατασκευής.

Η ανάλυση αυτή θεωρείται ιδιαίτερα ακριβής και προτείνεται για τον οριστικό έλεγχο - επιβεβαίωση των αποτελεσμάτων των προηγούμενων αναλύσεων.

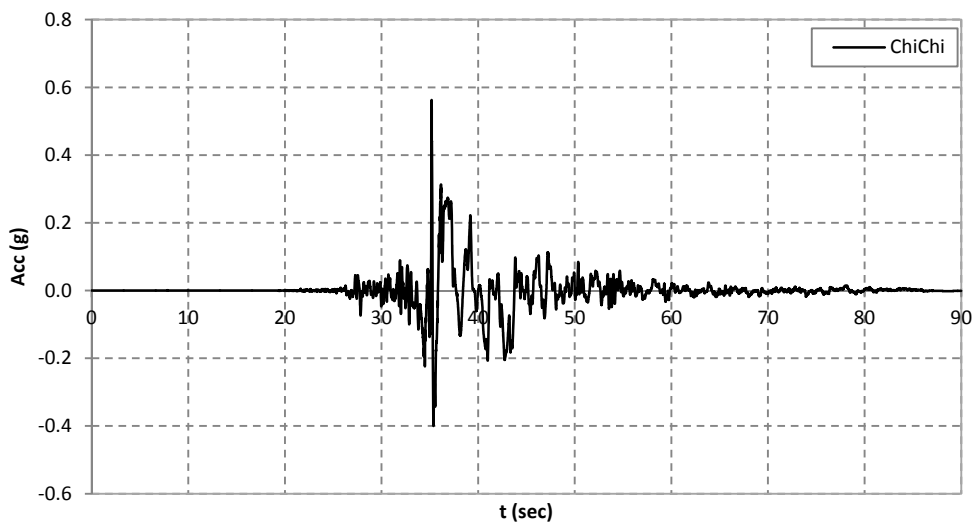
### 6.6.2 Επιλογή Σεισμικών Καταγραφών

Όπως έχει ήδη αναφερθεί η επιλογή των σεισμικών καταγραφών που θα χρησιμοποιηθούν στις αναλύσεις γίνεται βάσει του δεδομένου φάσματος σχεδιασμού

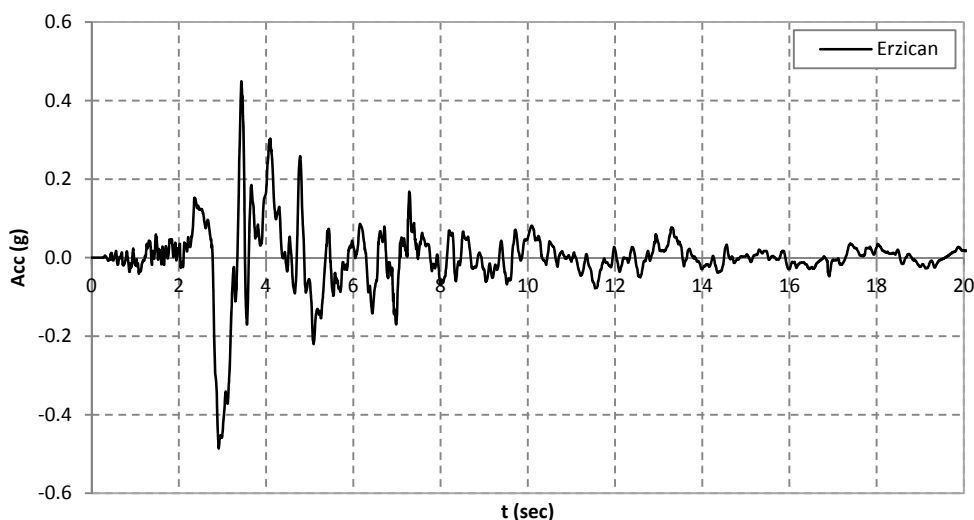
(Σχήμα 6.9). Οι καταγραφές που ακολουθούν ελήφθησαν από τη βάση δεδομένων Peer Strong Motion Database του Berkeley, και έχουν επιλεγεί κατάλληλα ώστε ο γεωμετρικός μέσος όρος του συνόλου των καταγραφών να βρίσκεται όσο το δυνατόν πλησιέστερα στο εισαχθέν φάσμα. Επιπλέον, επιλέχθηκαν καταγραφές οι οποίες βρίσκονται κοντά στον ελλαδικό χώρο και ορισμένα γνωστά ισχυρά σεισμικά γεγονότα από τον υπόλοιπο κόσμο.

Πίνακας 6.17 Πίνακας Καταγραφών Σεισμικών Γεγονότων

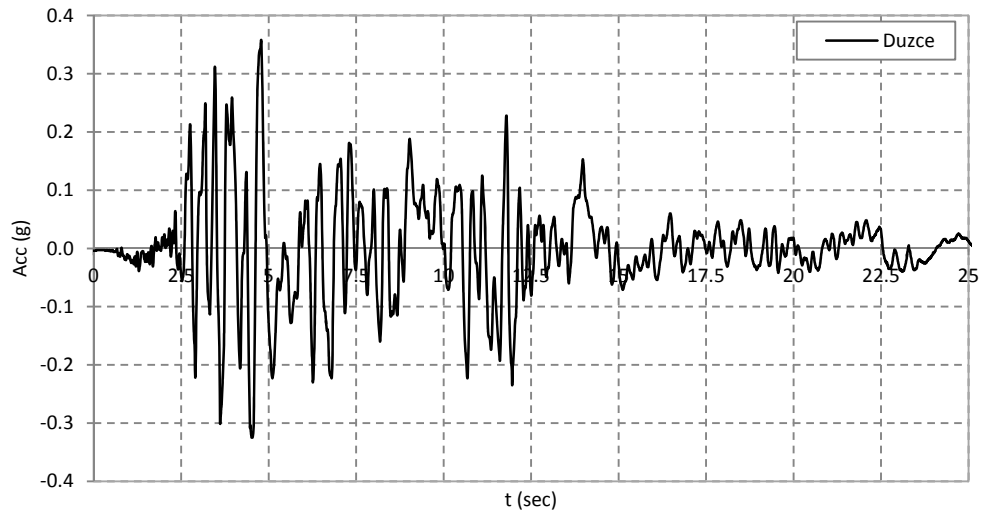
	Record	Country	Year	Magnitude
1	ChiChi	Taiwan	1999	7.62
2	Erzican	Turkey	1992	6.69
3	Duzce	Turkey	1999	7.14
4	Loma Pierta	USA	1989	6.93
5	Northridge	USA	1994	6.69
6	Kocaeli	Turkey	1999	7.51
7	Irpinia	Italy	1980	6.90



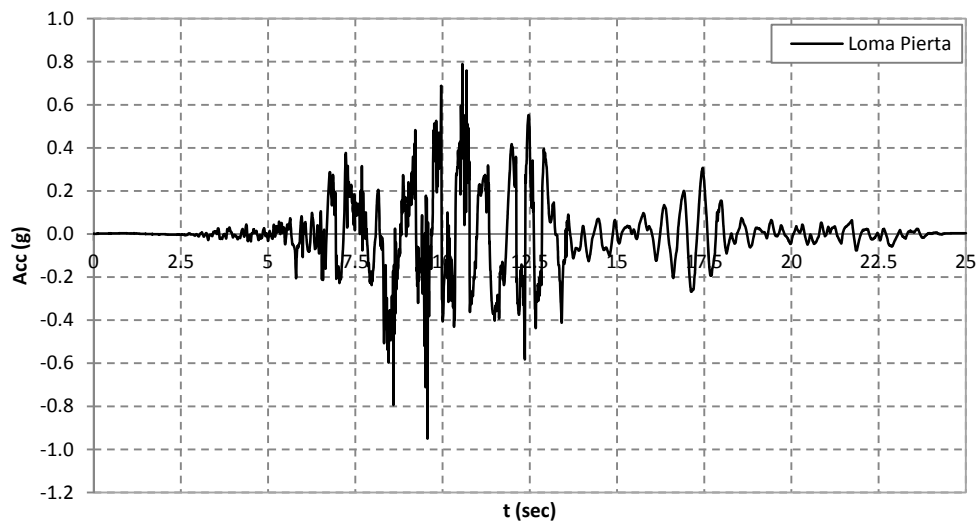
Σχήμα 6.10 Επιταχυνσιογράφημα Καταγραφής ChiChi



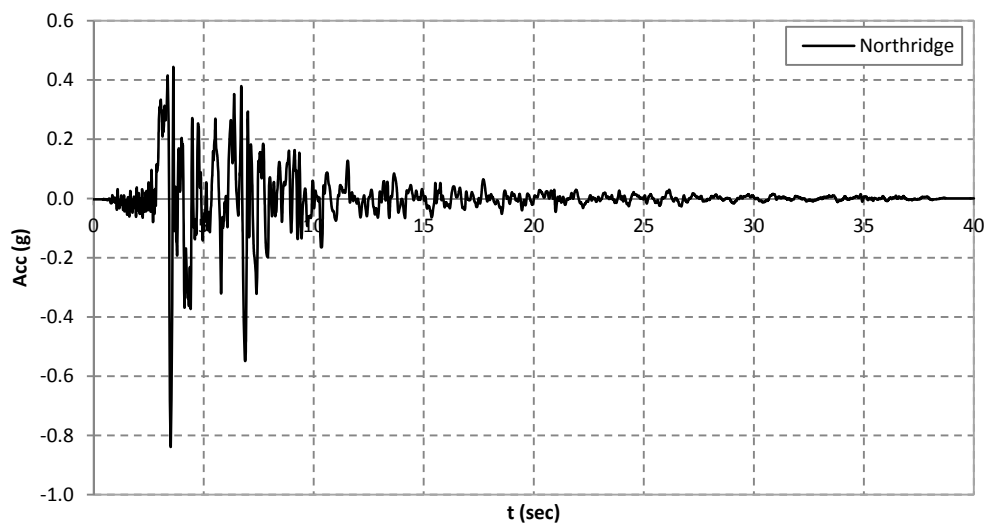
Σχήμα 6.11 Επιταχυνσιογράφημα Καταγραφής Erzican



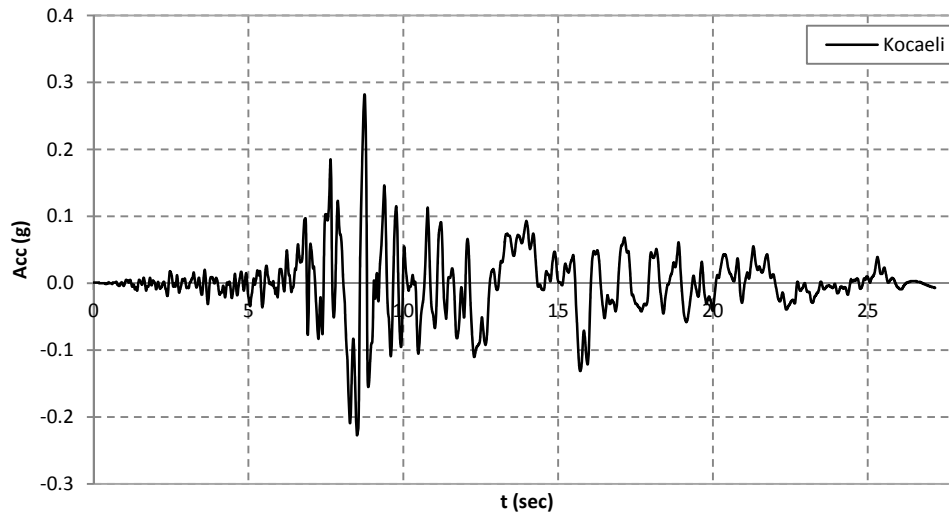
Σχήμα 6.12 Επιταχυνσιογράφημα Καταγραφής Duzce



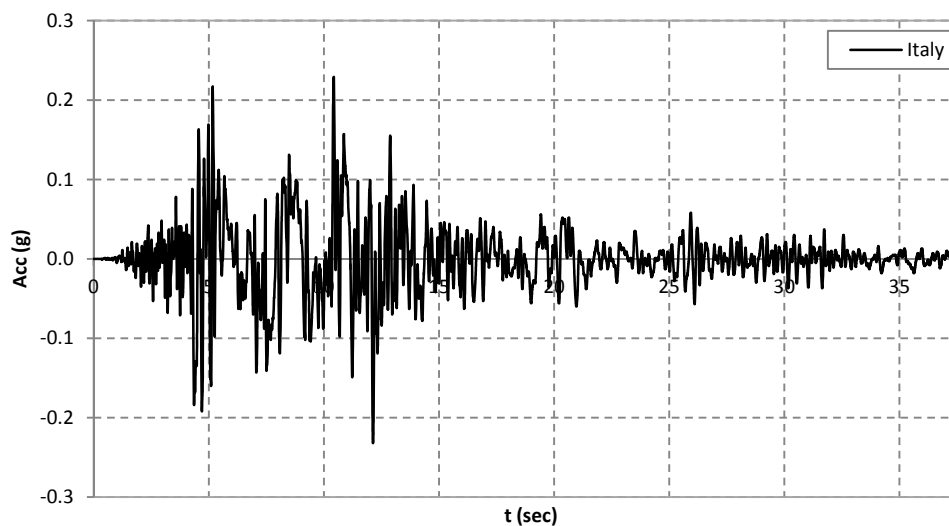
Σχήμα 6.13 Επιταχυνσιογράφημα Καταγραφής Loma Pierta



Σχήμα 6.14 Επιταχυνσιογράφημα Καταγραφής Northridge



Σχήμα 6.15 Επιταχυνσιογράφημα Καταγραφής Kocaeli

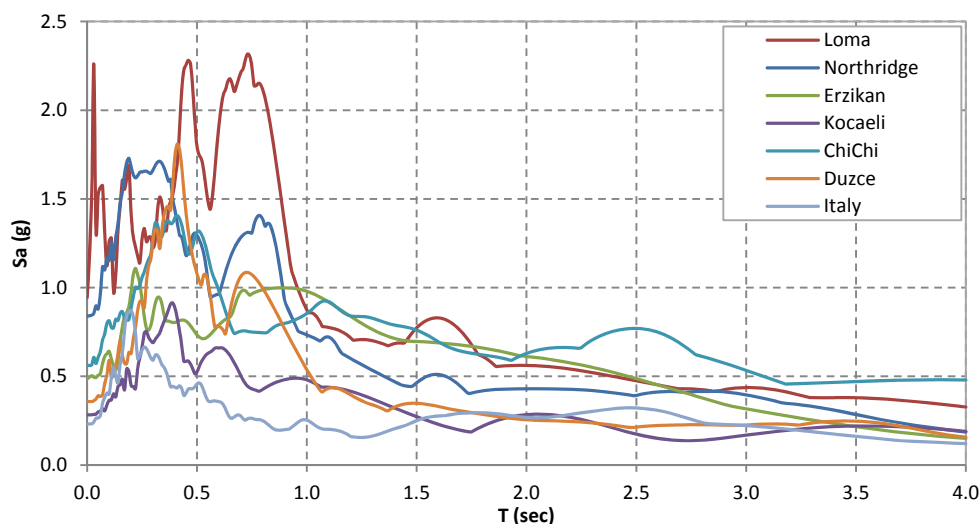


Σχήμα 6.16 Επιταχυνσιογράφημα Καταγραφής Irpinia

Τα φάσματα απόκρισης των παραπάνω γεγονότων συνδυάζονται ώστε να προκύψει ο Γεωμετρικός Μέσος Όρος, που εν συνεχεία συγκρίνεται με το φάσμα σχεδιασμού που λαμβάνεται υπόψη. Για επτά καταγραφές ο γεωμετρικός μέσος όρος σε κάθε θέση δίνεται ως η έβδομη ρίζα του γινομένου των τιμών των καταγραφών.

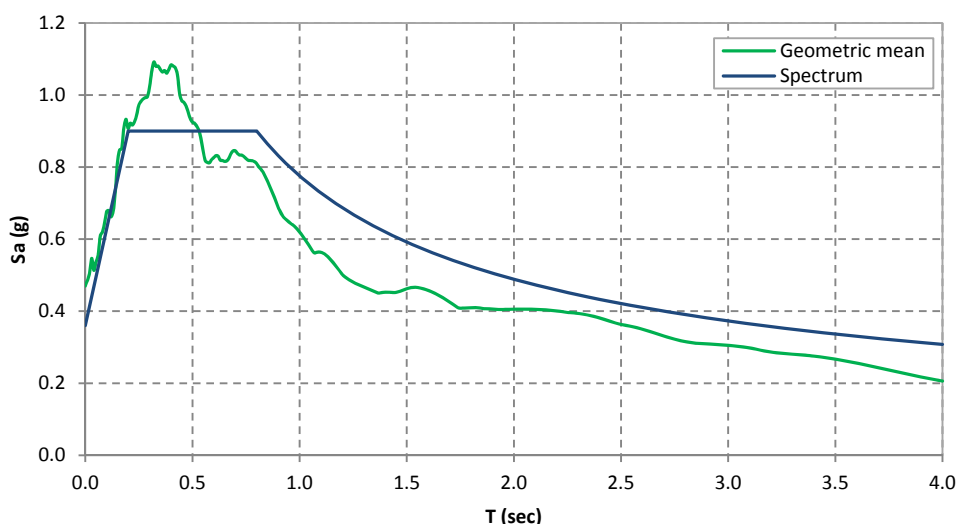
$$RS_{gm}^i = \sqrt[7]{RS_1^i \cdot RS_2^i \cdot RS_3^i \cdot RS_4^i \cdot RS_5^i \cdot RS_6^i \cdot RS_7^i} \quad (6.3)$$

Τα φάσματα απόκρισης των προαναφερθέντων καταγραφών δίνονται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 6.17 Φάσματα Απόκρισης Σεισμικών Καταγραφών

Ο Γεωμετρικός Μέσος Όρος των παραπάνω καταγραφών σχηματίζει το ακόλουθο φάσμα απόκρισης:



Σχήμα 6.18 Σύγκριση Φασμάτων Απόκρισης Κανονισμού - Καταγραφών

### 6.6.3 Αποτελέσματα Ανάλυσης

Για λόγους υπολογιστικού κόστους αλλά και λόγω της συμμετρίας του φορέα δημιουργείται μόνο ένας συνδυασμός φόρτισης για τον υπολογισμό της απόκρισης χρονοϊστορίας της κατασκευής. Ο συνδυασμός αυτός περιλαμβάνει τον στατικό συνδυασμό  $G+0.3Q$  ο οποίος εισάγεται σταδιακά μέσω μιας συνάρτησης ράμπας συν το σύνολο της φόρτισης κατά την διεύθυνση X συν το 30% της φόρτισης κατά την διεύθυνση Y.

$$NLDyn = G + 0.3Q + E_x + 0.3E_y \quad (6.4)$$

Η ανάλυση είναι μη γραμμική με βήμα χρονικής ολοκλήρωσης που ορίζεται κάθε φορά ανάλογα με τις απαιτήσεις του εισαχθέντος επιταχυνσιογραφήματος.

Τα εντατικά μεγέθη ενός συγκεκριμένου μέλους της οροφής του 3<sup>ου</sup> ορόφου για την κάθε διαφορετική χρονοϊστορία φόρτισης δίνονται στους παρακάτω πίνακες:

Πίνακας 6.18 Εντατικά Μεγέθη Μέλους 609 Καταγραφής ChiChi

	Θεση (m)	Συν/σμός	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN)	M2 (kN)	M3 (kN)
ChiChi	0.28	TIME_HIS.	300.55	33.03	4.63	0.84	0.32	74.88
	0.31	TIME_HIS.	300.55	33.28	4.63	0.84	0.16	73.74
	0.31	TIME_HIS.	283.73	33.98	0.10	0.52	0.16	78.36
	0.75	TIME_HIS.	283.73	37.13	0.10	0.52	0.11	62.62
	1.20	TIME_HIS.	283.73	40.27	0.10	0.52	0.07	45.48
	1.64	TIME_HIS.	283.73	43.41	0.10	0.52	0.02	26.96
	2.08	TIME_HIS.	283.73	46.56	0.10	0.52	0.03	7.04
	2.52	TIME_HIS.	283.73	49.70	0.10	0.52	0.09	29.85
	2.97	TIME_HIS.	283.73	52.85	0.10	0.52	0.16	54.41
	3.41	TIME_HIS.	283.73	55.99	0.10	0.52	0.22	77.57
	3.41	TIME_HIS.	266.96	55.66	4.84	1.88	0.22	73.42
	3.44	TIME_HIS.	266.96	55.90	4.84	1.88	0.05	75.18

Πίνακας 6.19 Εντατικά Μεγέθη Μέλους 609 Καταγραφής Erzican

	Θεση (m)	Συν/σμός	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN)	M2 (kN)	M3 (kN)
Erzican	0.28	TIME_HIS.	389.62	50.11	3.27	0.60	0.22	104.68
	0.31	TIME_HIS.	389.62	50.35	3.27	0.60	0.12	102.95
	0.31	TIME_HIS.	367.63	51.04	0.08	0.65	0.12	109.00
	0.75	TIME_HIS.	367.63	54.18	0.08	0.65	0.08	85.70
	1.20	TIME_HIS.	367.63	57.33	0.08	0.65	0.05	61.01
	1.64	TIME_HIS.	367.63	60.47	0.08	0.65	0.02	34.93
	2.08	TIME_HIS.	367.63	63.61	0.08	0.65	0.04	7.47
	2.52	TIME_HIS.	367.63	66.76	0.08	0.65	0.12	22.89
	2.97	TIME_HIS.	367.63	69.90	0.08	0.65	0.19	40.21
	3.41	TIME_HIS.	367.63	73.05	0.08	0.65	0.27	56.14
	3.41	TIME_HIS.	345.69	72.73	6.34	2.44	0.27	53.21
	3.44	TIME_HIS.	345.69	72.98	6.34	2.44	0.09	54.40

Πίνακας 6.20 Εντατικά Μεγέθη Μέλους 609 Καταγραφής Duzce

	Θεση (m)	Συν/σμός	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN)	M2 (kN)	M3 (kN)
Duzce	0.28	TIME_HIS.	203.49	14.65	3.94	0.70	0.28	42.61
	0.31	TIME_HIS.	203.49	14.89	3.94	0.70	0.15	42.10
	0.31	TIME_HIS.	191.97	15.59	0.09	0.36	0.15	45.27
	0.75	TIME_HIS.	191.97	18.73	0.09	0.36	0.10	37.67
	1.20	TIME_HIS.	191.97	21.88	0.09	0.36	0.06	28.68
	1.64	TIME_HIS.	191.97	25.02	0.09	0.36	0.02	18.29
	2.08	TIME_HIS.	191.97	28.17	0.09	0.36	0.02	6.52
	2.52	TIME_HIS.	191.97	31.31	0.09	0.36	0.07	27.54
	2.97	TIME_HIS.	191.97	34.45	0.09	0.36	0.11	49.57
	3.41	TIME_HIS.	191.97	37.60	0.09	0.36	0.15	70.21
	3.41	TIME_HIS.	180.51	37.28	3.27	1.28	0.15	66.64
	3.44	TIME_HIS.	180.51	37.52	3.27	1.28	0.05	68.20



Πίνακας 6.21 Εντατικά Μεγέθη Μέλους 609 Καταγραφής Loma Pierta

	Θεση (m)	Συν/σμός	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN)	M2 (kN)	M3 (kN)
Loma Pierta	0.28	TIME_HIS.	348.85	42.22	6.57	1.15	0.47	90.89
	0.31	TIME_HIS.	348.85	42.46	6.57	1.15	0.25	89.43
	0.31	TIME_HIS.	329.15	43.15	0.16	0.58	0.25	94.84
	0.75	TIME_HIS.	329.15	46.29	0.16	0.58	0.17	75.04
	1.20	TIME_HIS.	329.15	49.44	0.16	0.58	0.10	53.85
	1.64	TIME_HIS.	329.15	52.58	0.16	0.58	0.03	31.26
	2.08	TIME_HIS.	329.15	55.73	0.16	0.58	0.04	7.28
	2.52	TIME_HIS.	329.15	58.87	0.16	0.58	0.11	38.78
	2.97	TIME_HIS.	329.15	62.01	0.16	0.58	0.17	72.88
	3.41	TIME_HIS.	329.15	65.16	0.16	0.58	0.24	105.59
	3.41	TIME_HIS.	309.49	64.84	5.73	2.20	0.24	99.66
	3.44	TIME_HIS.	309.49	65.08	5.73	2.20	0.11	102.15

Πίνακας 6.22 Εντατικά Μεγέθη Μέλους 609 Καταγραφής Northridge

	Θεση (m)	Συν/σμός	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN)	M2 (kN)	M3 (kN)
Northridge	0.28	TIME_HIS.	278.69	28.80	5.10	0.93	0.35	67.60
	0.31	TIME_HIS.	278.69	29.04	5.10	0.93	0.17	66.60
	0.31	TIME_HIS.	263.12	29.82	0.11	0.47	0.17	70.88
	0.75	TIME_HIS.	263.12	32.96	0.11	0.47	0.12	56.98
	1.20	TIME_HIS.	263.12	36.11	0.11	0.47	0.07	41.69
	1.64	TIME_HIS.	263.12	39.25	0.11	0.47	0.02	25.00
	2.08	TIME_HIS.	263.12	42.40	0.11	0.47	0.03	6.95
	2.52	TIME_HIS.	263.12	45.54	0.11	0.47	0.09	32.22
	2.97	TIME_HIS.	263.12	48.69	0.11	0.47	0.14	59.25
	3.41	TIME_HIS.	263.12	51.83	0.11	0.47	0.20	84.89
	3.41	TIME_HIS.	247.60	51.45	4.53	1.75	0.20	80.32
	3.44	TIME_HIS.	247.60	51.69	4.53	1.75	0.06	82.26

Πίνακας 6.23 Εντατικά Μεγέθη Μέλους 609 Καταγραφής Kocaeli

	Θεση (m)	Συν/σμός	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN)	M2 (kN)	M3 (kN)
Kocaeli	0.28	TIME_HIS.	180.12	10.23	2.85	0.52	0.20	34.78
	0.31	TIME_HIS.	180.12	10.48	2.85	0.52	0.10	34.42
	0.31	TIME_HIS.	169.85	11.13	0.07	0.32	0.10	37.25
	0.75	TIME_HIS.	169.85	14.27	0.07	0.32	0.07	31.62
	1.20	TIME_HIS.	169.85	17.42	0.07	0.32	0.04	24.61
	1.64	TIME_HIS.	169.85	20.56	0.07	0.32	0.01	16.20
	2.08	TIME_HIS.	169.85	23.71	0.07	0.32	0.02	6.40
	2.52	TIME_HIS.	169.85	26.85	0.07	0.32	0.06	22.56
	2.97	TIME_HIS.	169.85	29.99	0.07	0.32	0.10	39.25
	3.41	TIME_HIS.	169.85	33.14	0.07	0.32	0.13	54.55
	3.41	TIME_HIS.	159.62	32.84	2.95	1.15	0.13	51.97
	3.44	TIME_HIS.	159.62	33.09	2.95	1.15	0.04	53.11

Πίνακας 6.24 Εντατικά Μεγέθη Μέλους 609 Καταγραφής Irpinia

	Θεση (m)	Συν/σμός	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN)	M2 (kN)	M3 (kN)
Irpinia	0.28	TIME_HIS.	113.48	-2.29	2.06	0.39	0.14	12.87
	0.31	TIME_HIS.	113.48	-2.05	2.06	0.39	0.06	12.94
	0.31	TIME_HIS.	107.02	-1.38	0.04	0.21	0.06	14.72
	0.75	TIME_HIS.	107.02	1.77	0.04	0.21	0.05	14.63
	1.20	TIME_HIS.	107.02	4.91	0.04	0.21	0.03	13.16
	1.64	TIME_HIS.	107.02	8.06	0.04	0.21	0.01	10.28
	2.08	TIME_HIS.	107.02	11.20	0.04	0.21	0.01	6.02
	2.52	TIME_HIS.	107.02	14.34	0.04	0.21	0.04	18.58
	2.97	TIME_HIS.	107.02	17.49	0.04	0.21	0.06	31.03
	3.41	TIME_HIS.	107.02	20.63	0.04	0.21	0.09	42.09
	3.41	TIME_HIS.	100.61	20.33	1.85	0.73	0.09	40.23
	3.44	TIME_HIS.	100.61	20.57	1.85	0.73	0.03	41.04

Όπως παρατηρούμε στους παραπάνω πίνακες τα διάφορα σεισμικά γεγονότα δεν προκαλούν παρόμοιες εντάσεις στο υπό εξέταση μέλος. Η δυσμενέστερη ένταση εμφανίζεται για την καταγραφή Erzican, ενώ η ευμενέστερη για την Irpinia.

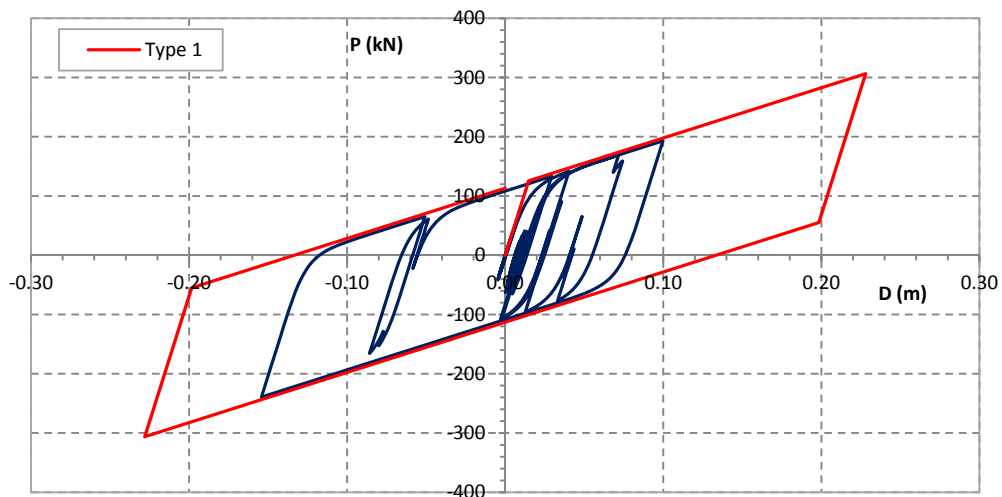
Στη συνέχεια (Πίνακας 6.25) φαίνονται οι γωνιακές παραμορφώσεις των ορόφων της κατασκευής για το σύνολο των υπό εξέταση καταγραφών. Παρατηρούμε ότι σε κανένα σεισμικό επεισόδιο δεν παραβιάζεται ο περιορισμός της μέγιστης γωνιακής παραμόρφωσης (§ 6.5.3). Επίσης, παρατηρούμε ότι η επίδραση των γεγονότων των καταγραφών του Duzce, του Kocaeli και του Irpinia στις μετατοπίσεις είναι πολύ μικρότερη των υπολοίπων.

Ακολούθως δίνονται οι βρόχοι υστέρησης των μονωτήρων για τα σεισμικά επεισόδια και παρατίθενται με τους αντίστοιχους βρόχους σχεδιασμού. Για κάθε σεισμικό επεισόδιο εξετάζεται ένας μονωτήρας τύπου 1 και ένας τύπου 2, όπως αυτοί έχουν ορισθεί (Πίνακας 6.2). Παρατηρούμε ότι τα επεισόδια τα οποία ωθούν τους μονωτήρες σε μεγάλες μετατοπίσεις, και κατ' επέκταση μεγάλη κατανάλωση ενέργειας είναι αυτά της καταγραφής του ChiChi, του Erzican, της Loma Pierta και του Northridge. Τα σεισμικά αυτά γεγονότα προκαλούν μετατοπίσεις οι οποίες βρίσκονται κατά πολύ εντός της μετελαστικής περιοχής του βρόχου, δεν πλησιάζουν όμως σε καμία περίπτωση τη μετατόπιση σχεδιασμού της διάταξης.

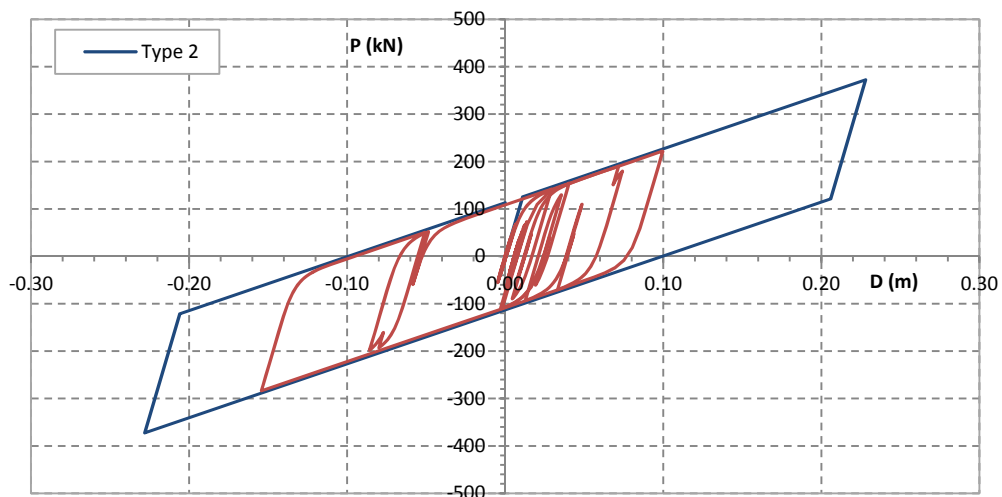
Τέλος, παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες της σχετικής μετατόπισης για ένα κόμβο της οροφής του 4<sup>ου</sup> ορόφου.

Πίνακας 6.25 Γωνιακές Παραμορφώσεις Ορόφων Για το Σύνολο Των Καταγραφών

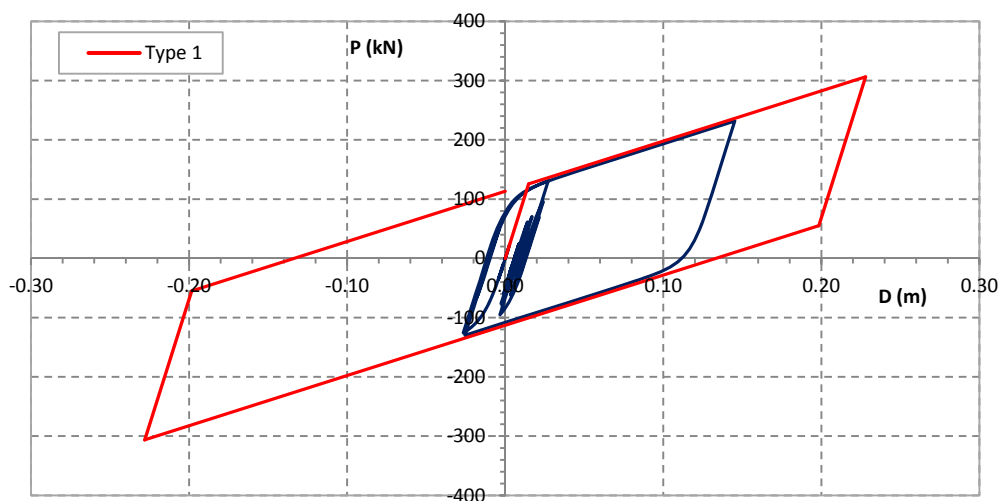
	<i>ChiChi</i>		<i>Erzican</i>		<i>Duzce</i>		<i>Loma Pierta</i>		<i>Northridge</i>		<i>Kocaeli</i>		<i>Irpinia</i>	
	<i>D (m)</i>	<i>Drift (%)</i>	<i>D (m)</i>	<i>Drift (%)</i>	<i>D (m)</i>	<i>Drift (%)</i>	<i>D (m)</i>	<i>Drift (%)</i>	<i>D (m)</i>	<i>Drift (%)</i>	<i>D (m)</i>	<i>Drift (%)</i>	<i>D (m)</i>	<i>Drift (%)</i>
<b>Βάση</b>	0.1542	-0.001%	0.1452	-0.001%	0.0335	0.000%	0.1227	-0.001%	0.1114	-0.001%	0.0462	0.000%	0.0160	0.000%
<b>Ισόγειο</b>	0.1542		0.1452		0.0334		0.1226		0.1114		0.0461		0.0160	
<b>Ισόγειο</b>	0.1542	0.157%	0.1452	0.188%	0.0334	0.095%	0.1226	0.173%	0.1114	0.183%	0.0461	0.112%	0.0160	0.057%
<b>1ος Όρ.</b>	0.1593		0.1513		0.0365		0.1283		0.1173		0.0498		0.0179	
<b>1ος Όρ.</b>	0.1593	0.195%	0.1513	0.230%	0.0365	0.121%	0.1283	0.216%	0.1173	0.227%	0.0498	0.139%	0.0179	0.071%
<b>2ος Όρ.</b>	0.1645		0.1574		0.0398		0.1340		0.1233		0.0535		0.0197	
<b>2ος Όρ.</b>	0.1645	0.164%	0.1574	0.204%	0.0398	0.107%	0.1340	0.196%	0.1233	0.194%	0.0535	0.119%	0.0197	0.061%
<b>3ος Όρ.</b>	0.1695		0.1636		0.0430		0.1400		0.1293		0.0571		0.0216	
<b>3ος Όρ.</b>	0.1695	0.123%	0.1636	0.156%	0.0430	0.083%	0.1400	0.148%	0.1293	0.146%	0.0571	0.090%	0.0216	0.046%
<b>4ος Όρ.</b>	0.1732		0.1683		0.0455		0.1445		0.1337		0.0598		0.0230	



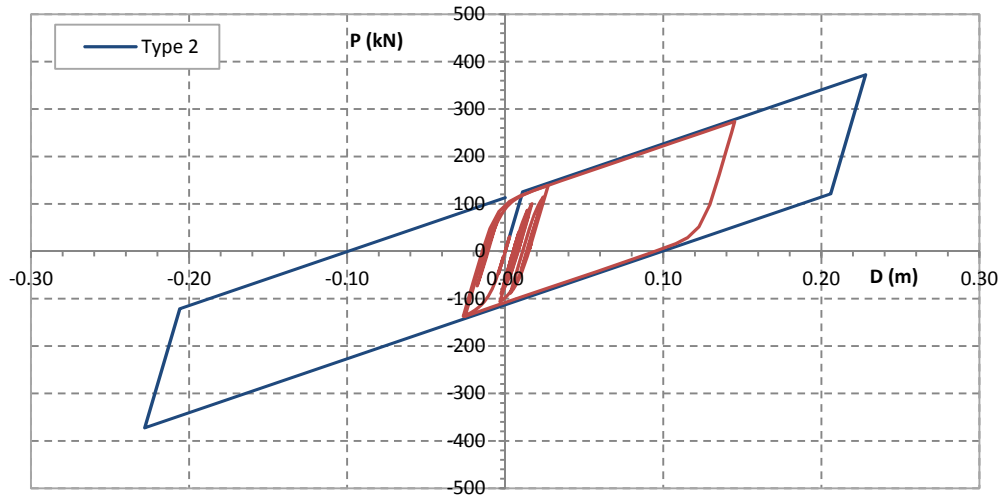
Σχήμα 6.19 Βρόχος Υστέρησης LRB Τύπου 1 για την Καταγραφή ChiChi



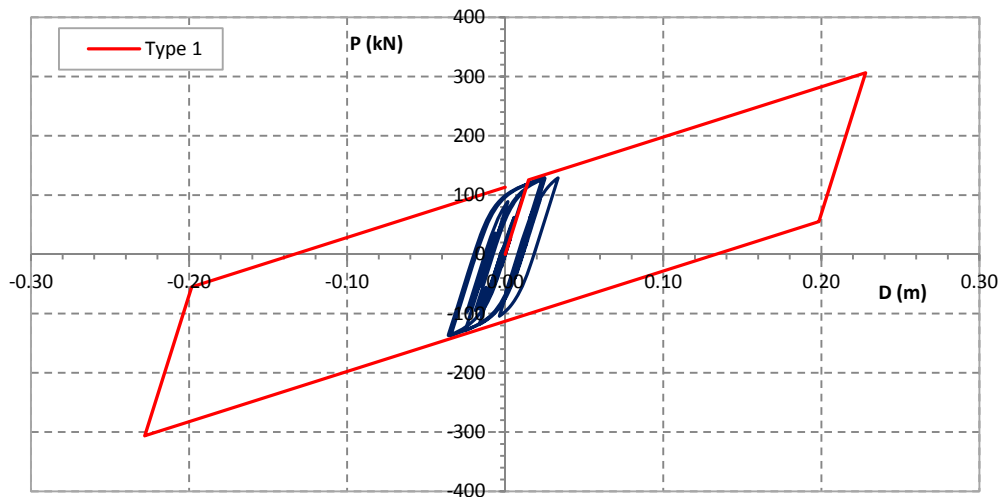
Σχήμα 6.20 Βρόχος Υστέρησης LRB Τύπου 2 για την Καταγραφή ChiChi



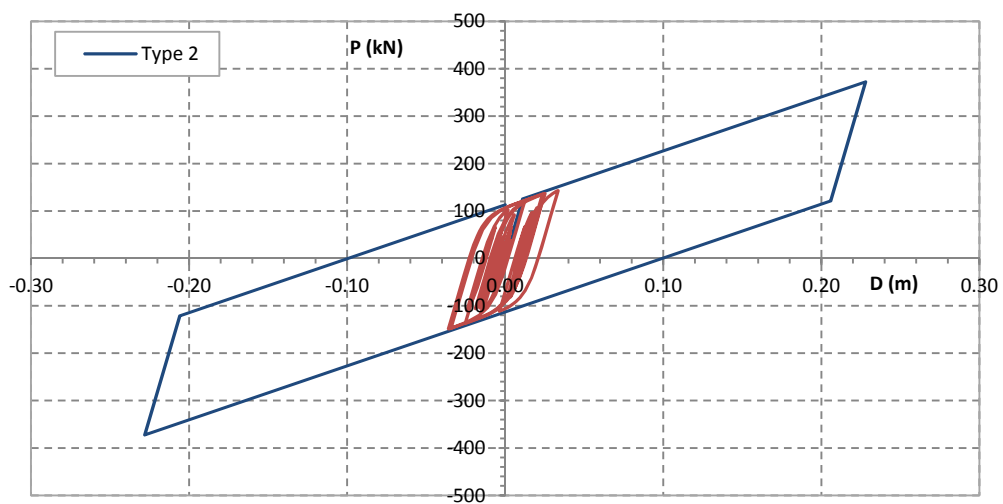
Σχήμα 6.21 Βρόχος Υστέρησης LRB Τύπου 1 για την Καταγραφή Erzican



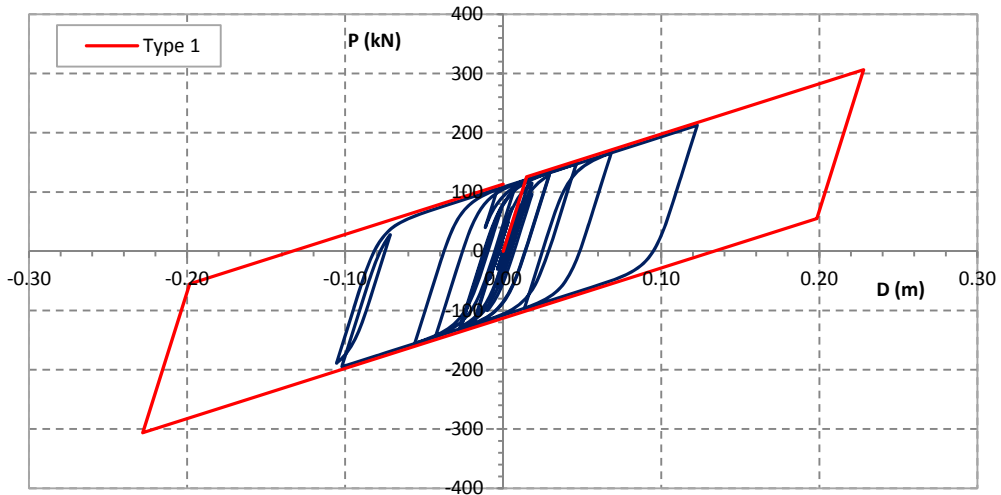
Σχήμα 6.22 Βρόχος Υστέρησης LRB Τύπου 2 για την Καταγραφή Erzican



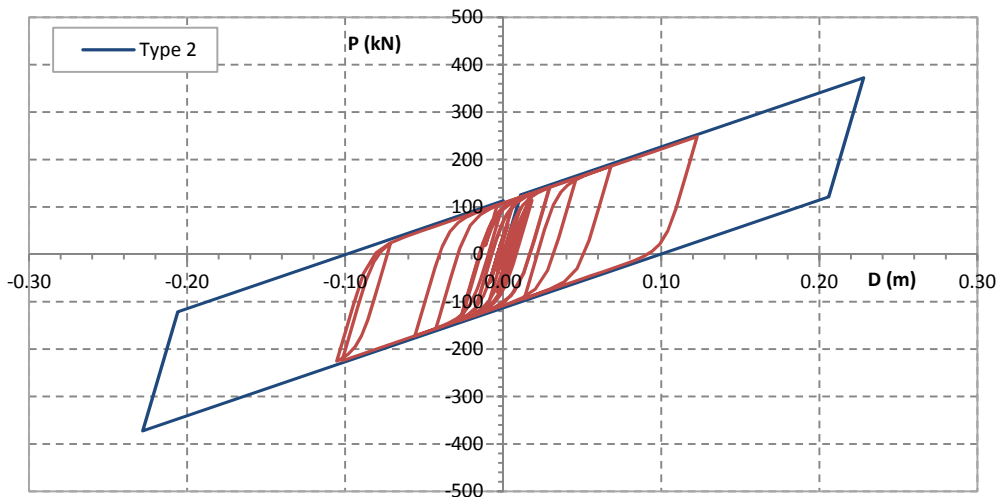
Σχήμα 6.23 Βρόχος Υστέρησης LRB Τύπου 1 για την Καταγραφή Duzce



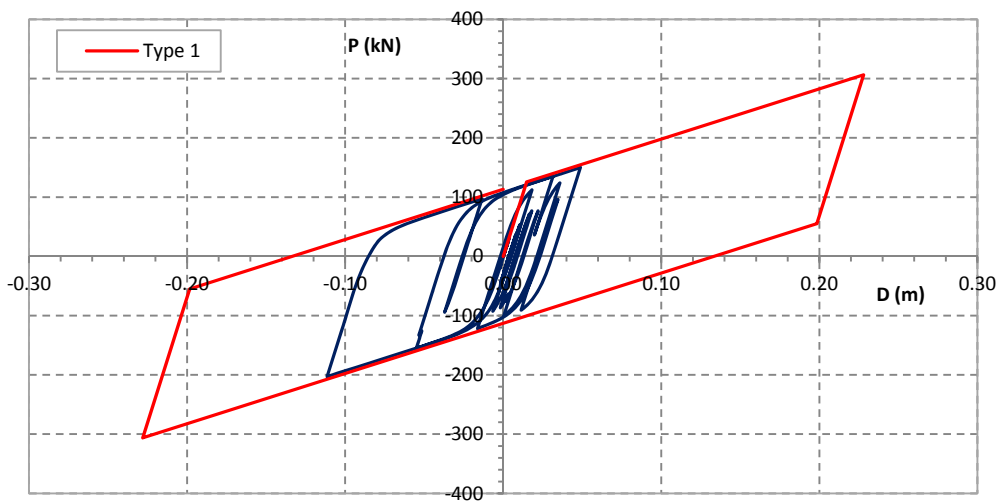
Σχήμα 6.24 Βρόχος Υστέρησης LRB Τύπου 2 για την Καταγραφή Duzce



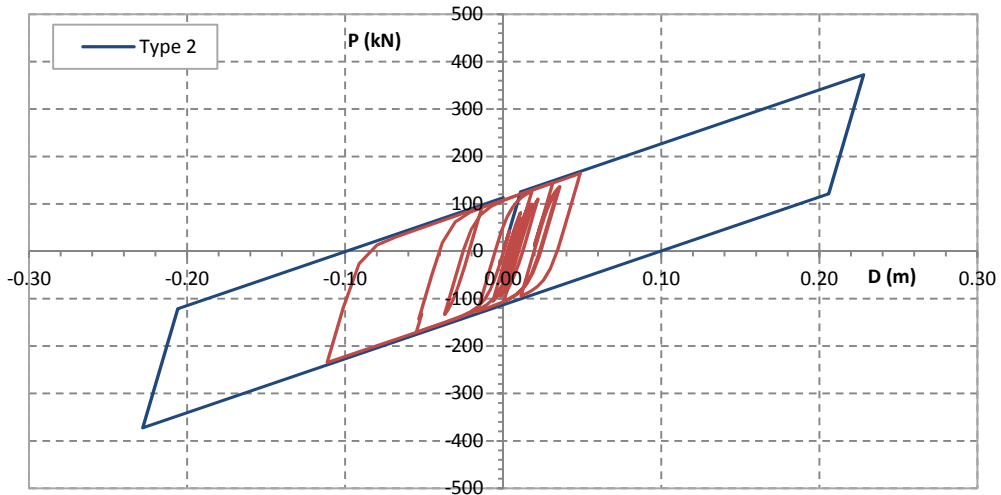
Σχήμα 6.25 Βρόχος Υστέρησης LRB Τύπου 1 για την Καταγραφή Loma Prieta



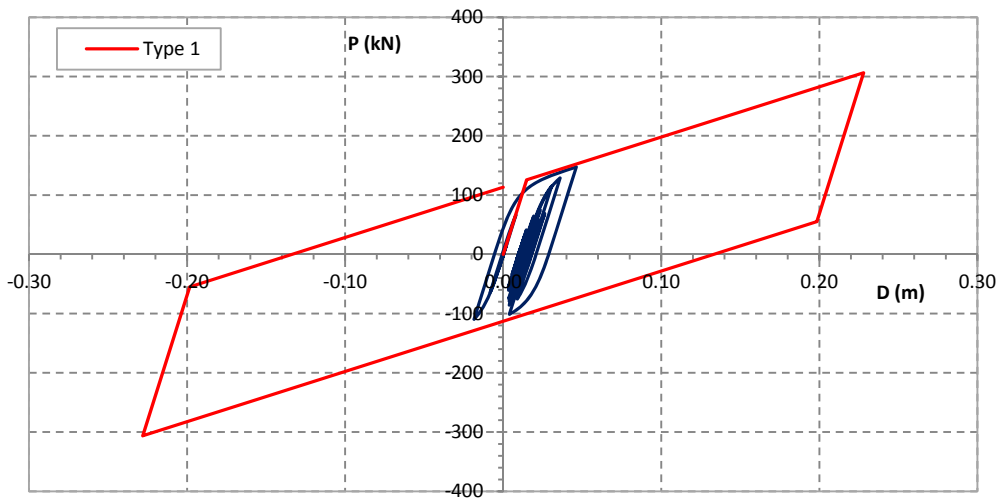
Σχήμα 6.26 Βρόχος Υστέρησης LRB Τύπου 2 για την Καταγραφή Loma Prieta



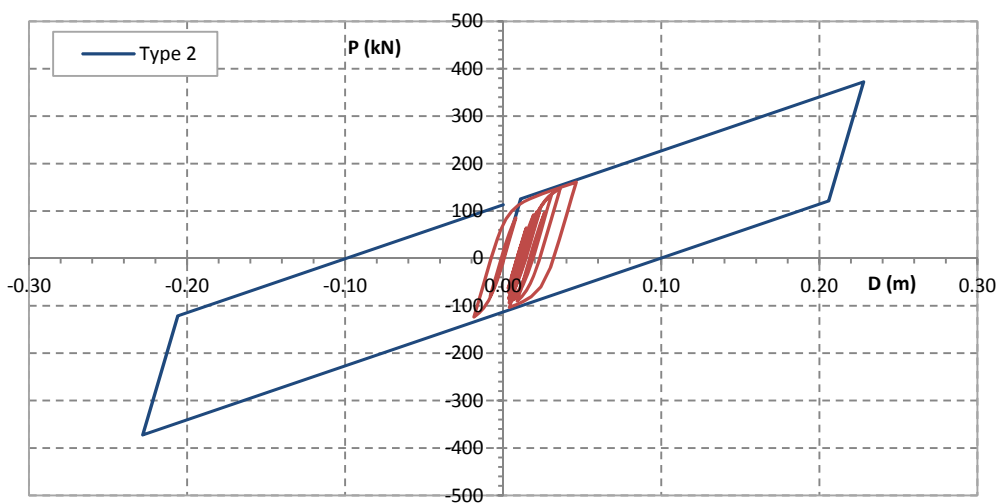
Σχήμα 6.27 Βρόχος Υστέρησης LRB Τύπου 1 για την Καταγραφή Northridge



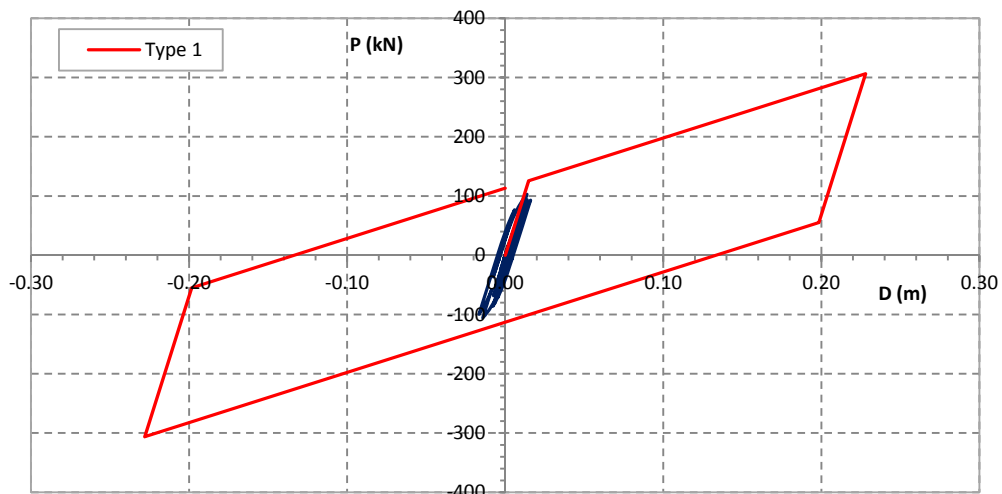
Σχήμα 6.28 Βρόχος Υστέρησης LRB Τύπου 2 για την Καταγραφή Northridge



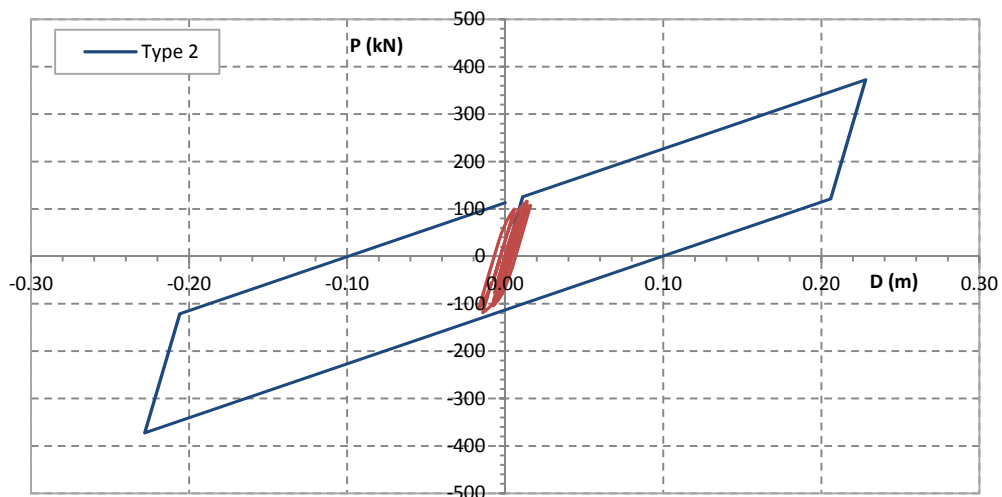
Σχήμα 6.29 Βρόχος Υστέρησης LRB Τύπου 1 για την Καταγραφή Kocaeli



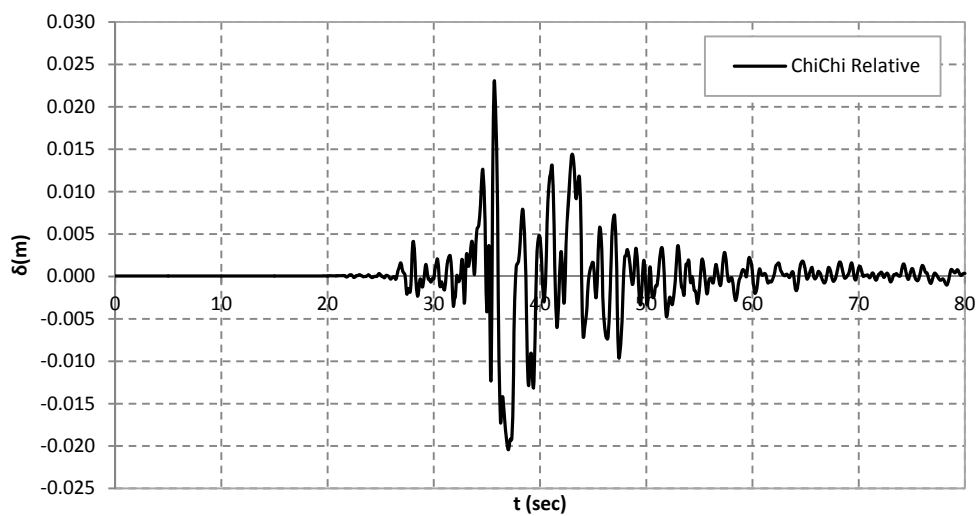
Σχήμα 6.30 Βρόχος Υστέρησης LRB Τύπου 2 για την Καταγραφή Kocaeli



Σχήμα 6.31 Βρόχος Υστέρησης LRB Τύπου 1 για την Καταγραφή Ιρηνία

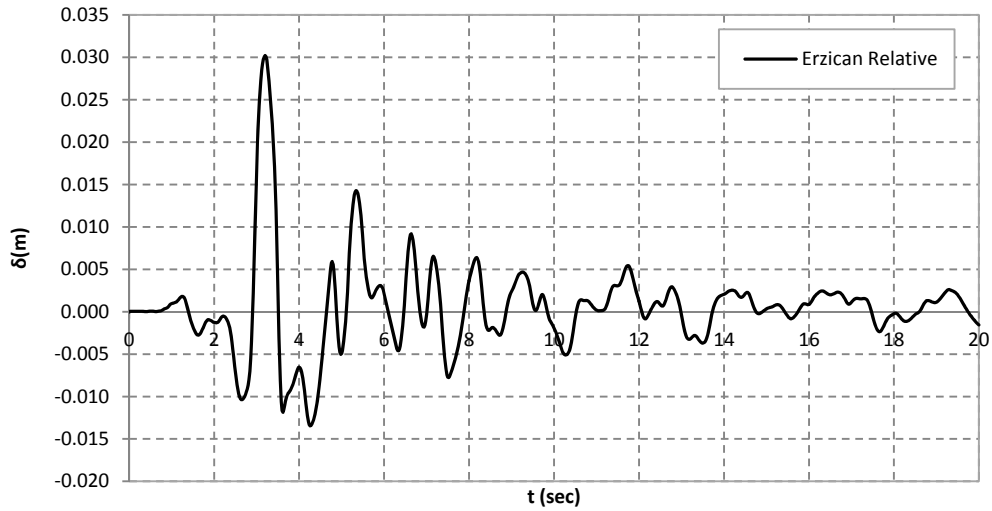


Σχήμα 6.32 Βρόχος Υστέρησης LRB Τύπου 2 για την Καταγραφή Ιρηνία

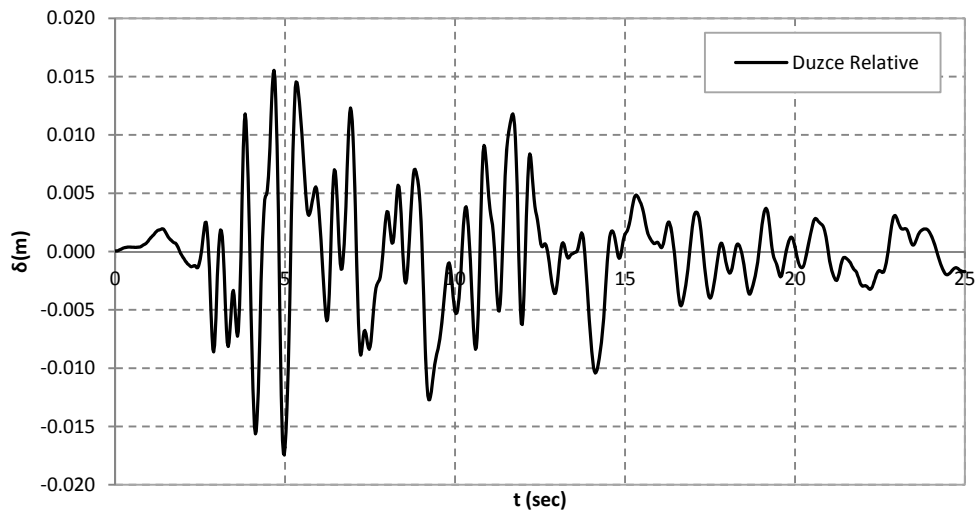


Σχήμα 6.33 Χρονοϊστορία Σχετικής Μετατόπισης Κόμβου του 4<sup>ου</sup> Ορόφου για ChiChi

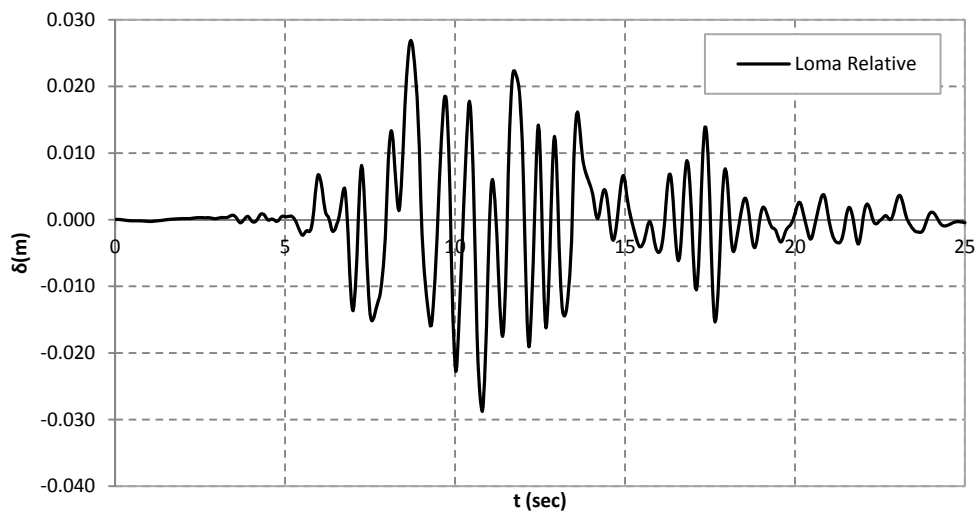




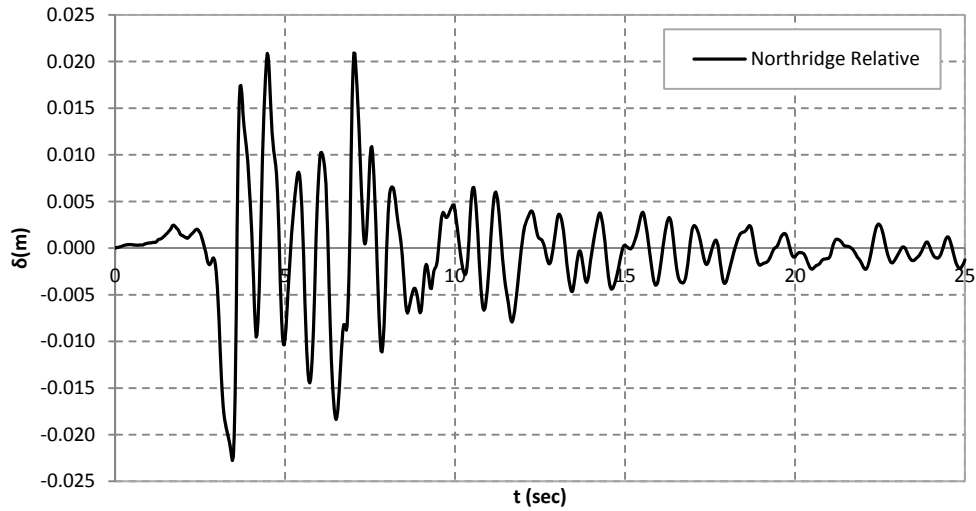
Σχήμα 6.34 Χρονοϊστορία Σχετικής Μετατόπισης Κόμβου του 4<sup>ου</sup> Ορόφου για Erzican



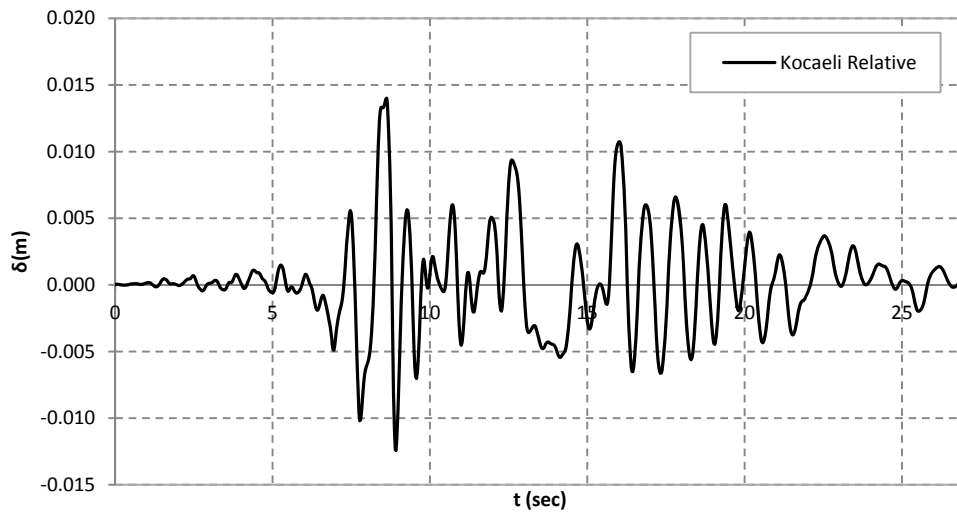
Σχήμα 6.35 Χρονοϊστορία Σχετικής Μετατόπισης Κόμβου του 4<sup>ου</sup> Ορόφου για Duzce



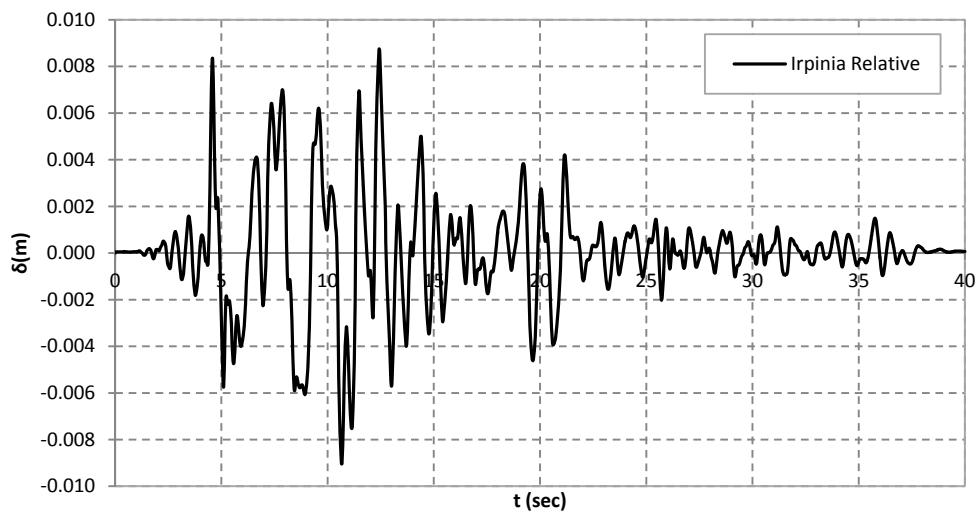
Σχήμα 6.36 Χρονοϊστορία Σχετικής Μετατόπισης Κόμβου του 4<sup>ου</sup> Ορόφου για Loma Pierta



Σχήμα 6.37 Χρονοϊστορία Σχετικής Μετατόπισης Κόμβου του 4<sup>ου</sup> Ορόφου για Northridge



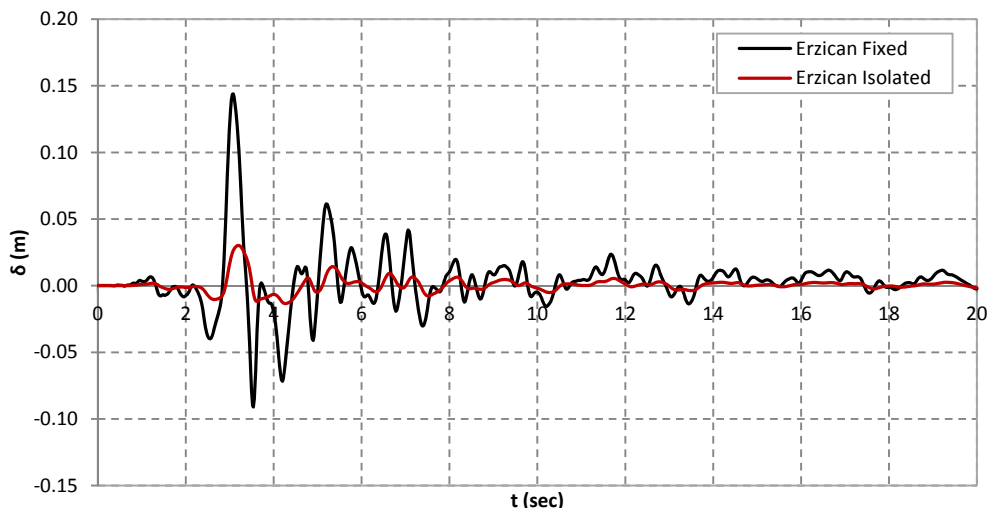
Σχήμα 6.38 Χρονοϊστορία Σχετικής Μετατόπισης Κόμβου του 4<sup>ου</sup> Ορόφου για Kocaeli



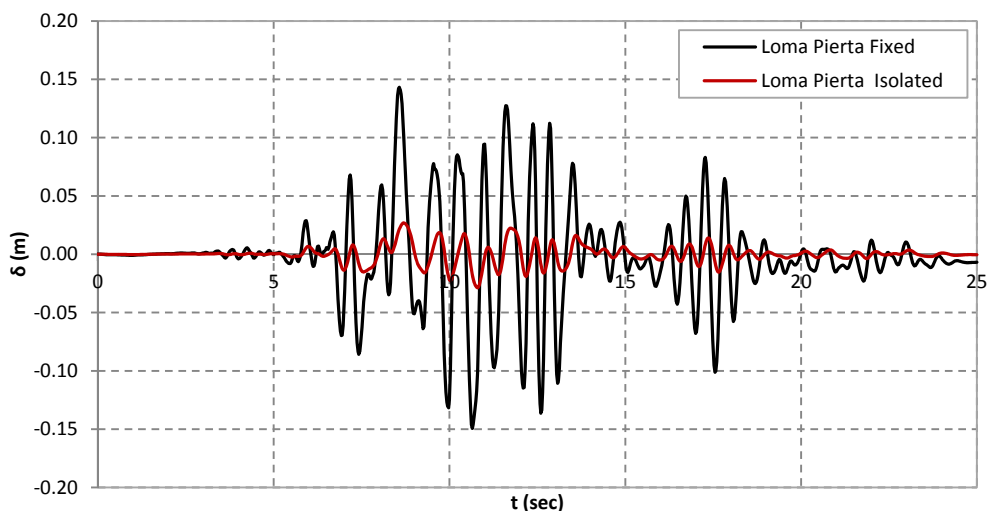
Σχήμα 6.39 Χρονοϊστορία Σχετικής Μετατόπισης Κόμβου του 4<sup>ου</sup> Ορόφου για Irpinia

Ακολουθως, παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των σχετικών μετατοπίσεων του ίδιου κόμβου για την περίπτωση μονωμένης και συμβατικά θεμελιωμένης κατασκευής. Όπως

παρατηρούμε οι μετατοπίσεις στις οποίες εξαναγκάζεται ο κόμβος είναι σαφέστατα μικρότερες για την περίπτωση σεισμικής μόνωσης. Ακόμα, παρατηρούμε ότι η εν γένει απόκριση της κατασκευής υπό τα δεδομένα επιταχυνσιογραφήματα βρίσκεται σε ικανοποιητικά επίπεδα και σε καμία περίπτωση δεν παραβιάζονται τα αποτελέσματα της προδιαστασιολόγησης.



Σχήμα 6.40 Χρονοϊστορία Σχετικής Ελαστικής Μετατόπισης ως Προς τη Βάση Κόμβου του 4<sup>ου</sup> Ορόφου για Erzican



Σχήμα 6.41 Χρονοϊστορία Σχετικής Ελαστικής Μετατόπισης ως Προς τη Βάση Κόμβου του 4<sup>ου</sup> Ορόφου για Loma Pierta

## 6.7 Παρουσίαση Αποτελεσμάτων Ανάλυσης Χρονοϊστορίας - Φασματικής Ανάλυσης

Στη παράγραφο αυτή παρουσιάζονται ορισμένες συγκρίσεις μεταξύ της ανάλυσης χρονοϊστορίας και της φασματικής ανάλυσης. Τα σεισμικά γεγονότα που επιλέγονται είναι αυτά που δίνουν τα δυσμενέστερα αποτελέσματα ώστε να υπάρχει μια όσο το δυνατόν καλύτερη εικόνα των αποτελεσμάτων των δύο αναλύσεων.

Πίνακας 6.26 Αποτελέσματα Εντατικών Μεγεθών Φασματικής Ανάλυσης – Ανάλυσης Χρονοϊστορίας

	Θεση (m)	Συν/σμός	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN)	M2 (kN)	M3 (kN)
Ερζίκαν	0.28	TIME_HIS.	389.62	50.11	3.27	0.60	0.22	104.68
	0.31	TIME_HIS.	389.62	50.35	3.27	0.60	0.12	102.95
	0.31	TIME_HIS.	367.63	51.04	0.08	0.65	0.12	109.00
	0.75	TIME_HIS.	367.63	54.18	0.08	0.65	0.08	85.70
	1.20	TIME_HIS.	367.63	57.33	0.08	0.65	0.05	61.01
	1.64	TIME_HIS.	367.63	60.47	0.08	0.65	0.02	34.93
	2.08	TIME_HIS.	367.63	63.61	0.08	0.65	0.04	7.47
	2.52	TIME_HIS.	367.63	66.76	0.08	0.65	0.12	22.89
	2.97	TIME_HIS.	367.63	69.90	0.08	0.65	0.19	40.21
	3.41	TIME_HIS.	367.63	73.05	0.08	0.65	0.27	56.14
	3.41	TIME_HIS.	345.69	72.73	6.34	2.44	0.27	53.21
	3.44	TIME_HIS.	345.69	72.98	6.34	2.44	0.09	54.40
Φασματική Ανάλυση	0.28	COM_1	368.52	-37.59	6.28	2.05	0.40	6.63
	0.31	COM_1	368.52	-36.37	6.28	2.05	0.19	7.90
	0.31	COM_1	348.90	-39.15	0.12	0.81	0.19	13.28
	0.75	COM_1	348.90	-23.43	0.12	0.81	0.13	27.15
	1.20	COM_1	348.90	-7.71	0.12	0.81	0.08	34.08
	1.64	COM_1	348.90	8.02	0.12	0.81	0.03	34.16
	2.08	COM_1	348.90	23.74	0.12	0.81	0.05	32.16
	2.52	COM_1	348.90	39.46	0.12	0.81	0.16	82.06
	2.97	COM_1	348.90	55.18	0.12	0.81	0.26	128.97
	3.41	COM_1	348.90	70.90	0.12	0.81	0.36	168.93
	3.41	COM_1	329.30	60.52	6.24	2.50	0.36	163.55
	3.44	COM_1	329.30	61.74	6.24	2.50	0.51	165.99

Όσον αφορά της μετατοπίσεις των ορόφων (Πίνακας 6.27) παρουσιάζονται οι απόλυτες και οι σχετικές μετακινήσεις για κάθε στάθμη. Παρατηρούμε ότι οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων για την ανάλυση χρονοϊστορίας είναι ελαφρώς μικρότερες της φασματικής.

Πίνακας 6.27 Σχετικές Ελαστικές Μετατοπίσεις Ορόφων Φασματικής Ανάλυσης – Ανάλυσης Χρονοϊστορίας

	Φασματική Ανάλυση		ChiChi	
	$D_{abs.} (m)$	$D_{rel.} (m)$	$D_{abs.} (m)$	$D_{rel.} (m)$
<b>Βάση</b>	0.275	0.000	0.154	0.000
<b>Ισόγειο</b>	0.275	0.000	0.154	0.000
<b>1ος Όρ.</b>	0.282	0.007	0.159	0.005
<b>2ος Όρ.</b>	0.289	0.007	0.164	0.005
<b>3ος Όρ.</b>	0.296	0.007	0.169	0.005
<b>4ος Όρ.</b>	0.301	0.005	0.173	0.004

Ακόμα, οι συνολικές γωνιακές παραμορφώσεις υπό τους συνδυασμούς της φασματικής ανάλυσης παρουσιάζονται δυσμενέστερες σε σχέση με αυτές των αναλύσεων χρονοϊστορίας (Πίνακας 6.28). Παρατηρούμε ότι υπό τη φόρτιση ενός ισχυρού γεγονότος

όπως αυτού του ChiChi η κατασκευή βρίσκεται εντός των αποδεκτών ορίων γωνιακής παραμόρφωσης.

Πίνακας 6.28 Γωνιακές Παραμορφώσεις Αναλύσεων Χρονοϊστορίας – Φασματικών Αναλύσεων

	<i>ChiChi</i>		Φασματική Ανάλυση	
	<i>D (m)</i>	<i>Drift (%)</i>	<i>D (m)</i>	<i>Drift (%)</i>
<i>Βάση</i>	0.1542	-0.001%	0.275	0.001%
<i>Ισόγειο</i>	0.1542		0.275	
<i>Ισόγειο</i>	0.1542	0.157%	0.275	0.215%
<i>1ος Όρ.</i>	0.1593		0.282	
<i>1ος Όρ.</i>	0.1593	0.195%	0.282	0.269%
<i>2ος Όρ.</i>	0.1645		0.289	
<i>2ος Όρ.</i>	0.1645	0.164%	0.289	0.230%
<i>3ος Όρ.</i>	0.1695		0.296	
<i>3ος Όρ.</i>	0.1695	0.123%	0.296	0.175%
<i>4ος Όρ.</i>	0.1732		0.301	

Τέλος, δίνονται οι φασματικές επιταχύνσεις της βάσης (επίπεδο μόνωσης) τόσο για την φασματική ανάλυση όσο και για τις επτά αναλύσεις χρονοϊστορίας που υιοθετήθηκαν.

Πίνακας 6.29 Φασματικές Επιταχύνσεις Στη Στάθμη του Επιπέδου Μόνωσης

	<i>U1 (g)</i>	<i>U2 (g)</i>
Φασματική Ανάλυση	0.331	0.110
<i>ChiChi</i>	0.282	0.085
<i>Erzican</i>	0.218	0.065
<i>Duzce</i>	0.230	0.070
<i>Loma Pierta</i>	0.398	0.121
<i>Northridge</i>	0.337	0.101
<i>Kocaeli</i>	0.191	0.058
<i>Irpinia</i>	0.129	0.039



---

# Κεφάλαιο 7

---

## Συμπεράσματα

Στη παρούσα εργασία αναπτύχθηκε μία μεθοδολογία διαστασιολόγησης και βέλτιστου σχεδιασμού συστημάτων σεισμικής μόνωσης για κατασκευές τυχούσας κάτοψης με βάση την οποία αναπτύχθηκε ένα υπολογιστικό εργαλείο. Υπ' αυτή την έννοια λοιπόν, θα μπορούσαμε να πούμε ότι το όποιο συμπέρασμα έχει κυρίως να κάνει με την χρησιμότητα του εργαλείου σε επίπεδο προμελέτης, αλλά και με την κατανόηση των βασικών αρχών της σεισμικής μόνωσης. Άλλωστε, το είδος των αναλύσεων αυτό καθ' αυτό δεν επιτρέπει την ουσιαστική σύγκριση των αποτελεσμάτων καθώς η μεν ανάλυση χρονοϊστορίας παρέχει την σεισμική απόκριση υπό δεδομένο σεισμικό γεγονός και δεδομένα χαρακτηριστικά φάσματος, η δε φασματική ανάλυση παρέχει την απόκριση υπό ένα ιδανικό φάσμα σχεδιασμού (περιβάλλουσα φασμάτων).

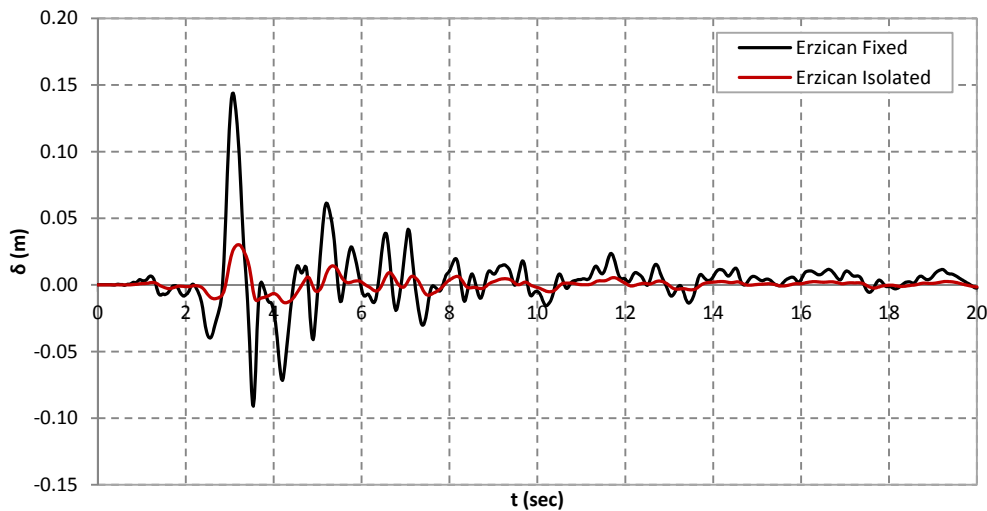
Ωστόσο, θα ήταν ενδιαφέρουσα η αξιολόγηση των παραπάνω αποτελεσμάτων ώστε να υπάρξει ένα μέτρο σύγκρισης του σχεδιασμού που επιτυγχάνει το εργαλείο προδιαστασιολόγησης.

Πιο αναλυτικά προκύπτει ότι η θεώρηση της ανωδομής ως στερεού σώματος βρίσκεται προς την πλευρά της ασφαλείας καθώς δίνει ελαφρώς μικρότερη ιδιοπερίοδο ταλάντωσης σε σχέση με την ακριβή ιδιοπερίοδο της κατασκευής. Έτσι, οι επιταχύνσεις σχεδιασμού και κατ' επέκταση και τα εντατικά μεγέθη (τέμνουσες βάσης κ.λ.π.) της προδιαστασιολόγησης, υπό δεδομένο επίπεδο απόσβεσης, είναι δυσμενέστερα των αντίστοιχων μεγεθών των μετέπειτα αναλύσεων.

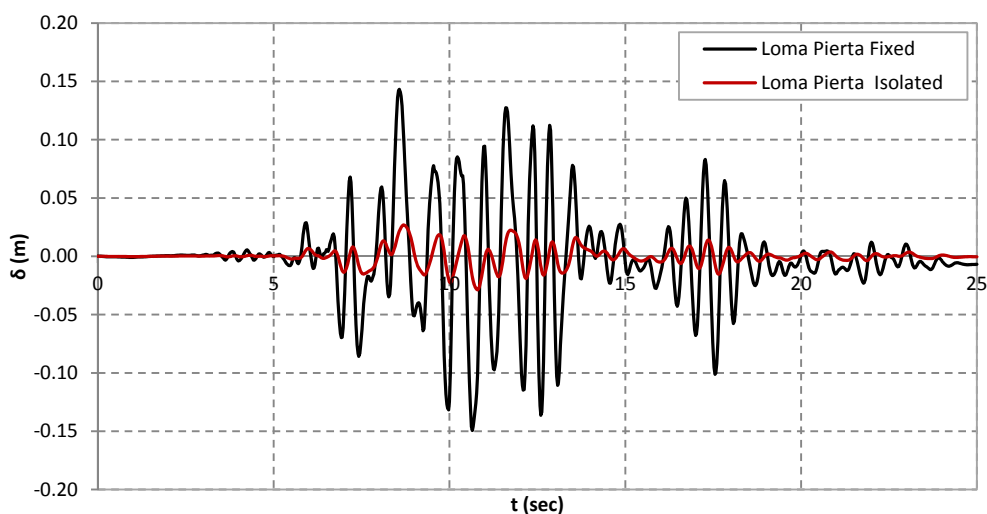
Ακόμα, παρατηρούμε ότι υπό την ιδιομορφική φασματική ανάλυση η απόκριση της κατασκευής βρίσκεται σε επιτρεπτά όρια όσον αφορά της γωνιακές παραμορφώσεις των ορόφων, καθώς δεν παρουσιάζεται σε καμία περίπτωση υπέρβαση των ορίων. Παράλληλα, η απαίτηση η τέμνουσα βάσης να είναι μικρότερη ή ίση ενός δεδομένου ποσοστού της τιμής των κατακόρυφων φορτίων πληρείται οριακά.

Αντιθέτως, τα αποτελέσματα των αναλύσεων χρονοϊστορίας υποδεικνύουν την “άνετη” επάρκεια του υπόψη συστήματος για το σύνολο των ελέγχων. Έτσι, δεν προκύπτει παραβίαση των ορίων των γωνιακών παραμορφώσεων ή των τεμνουσών βάσης για καμία από τις εξεταζόμενες χρονοϊστορίες.

Η αποτελεσματικότητα της υπόψη μόνωσης φαίνεται στα παρακάτω σχήματα των ελαστικών φασματικών μετακινήσεων για δύο σεισμικά γεγονότα.



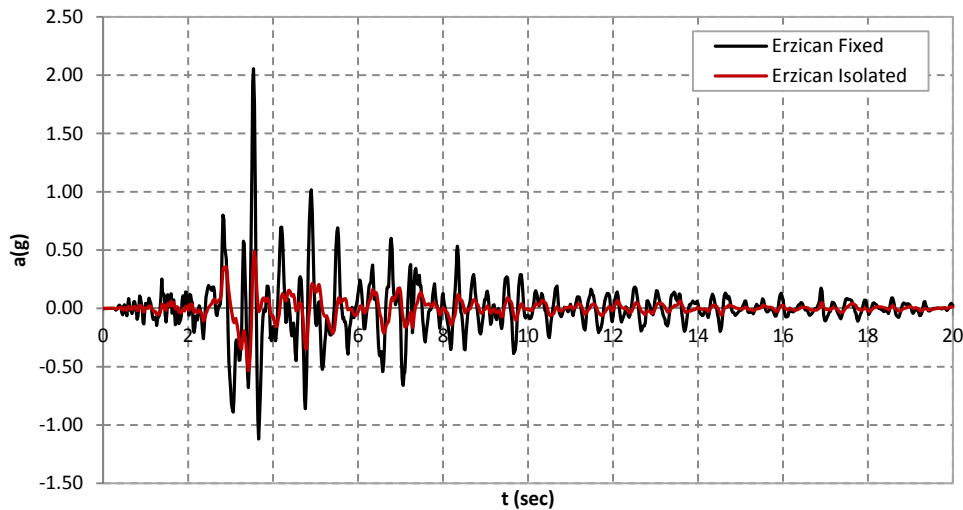
Σχήμα 7.1 Χρονοϊστορία Σχετικής Ελαστικής Μετατόπισης ως Προς τη Βάση Κόμβου του 4<sup>ου</sup> Ορόφου για Erzican



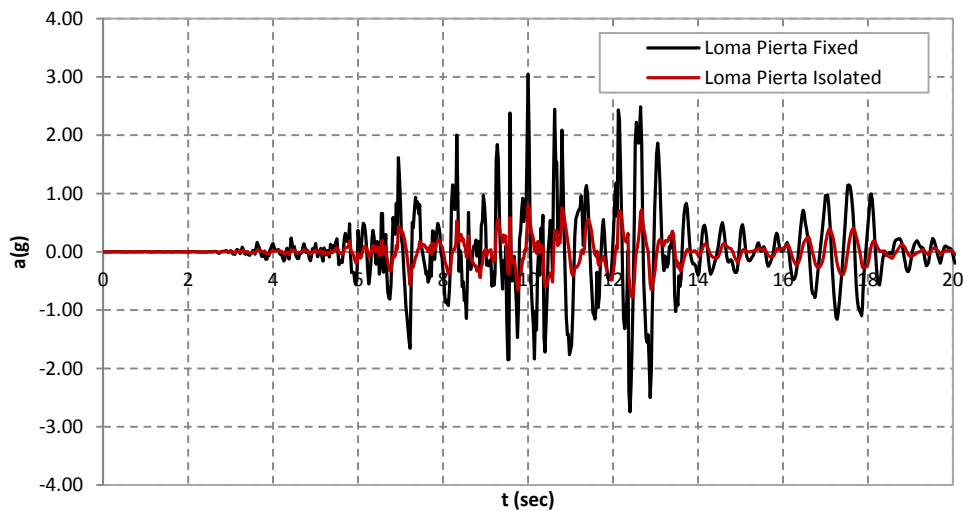
Σχήμα 7.2 Χρονοϊστορία Σχετικής Ελαστικής Μετατόπισης ως Προς τη Βάση Κόμβου του 4<sup>ου</sup> Ορόφου για Loma Pierta

Παρατηρούμε ότι η απόκριση της κατασκευής μετά την σεισμική μόνωση είναι σαφώς ευμενέστερη αυτής που περιλαμβάνει τη συμβατική θεμελίωση. Η μόνωση λοιπόν που σχεδιάζεται με βάση το εργαλείο προδιαστασιολόγησης που αναπτύχθηκε στην παρούσα εργασία είναι επαρκής, καθώς ανταποκρίνεται στους στόχους που θέτουν οι σχετικοί κώδικες και παράλληλα εξασφαλίζει την όσο το δυνατόν καλύτερη αποσύζευξη του συστήματος των ιδιομορφών ταλάντωσης.





Σχήμα 7.3 Χρονοϊστορία Επιτάχυνσης ως Προς τη Βάση Κόμβου του 4<sup>ου</sup> Ορόφου για Erzican



Σχήμα 7.4 Χρονοϊστορία Επιτάχυνσης ως Προς τη Βάση Κόμβου του 4<sup>ου</sup> Ορόφου για Loma Pieta

Η χρήση του αλγορίθμου βελτιστοποίησης PSO αποτελεί μια άκρως ενδιαφέρουσα προσέγγιση στο πεδίο του βέλτιστου σχεδιασμού, όπως αυτός προτείνεται στην παρούσα εργασία. Αυτό διότι η έντονη μη γραμμικότητα και παράλληλα η πληθώρα των μεταβλητών σχεδιασμού δεν επιτρέπει την εύκολη διαχείριση του προβλήματος, αλλά και δεν εξασφαλίζει την εύρεση της βέλτιστης λύσης από συμβατικούς αλγορίθμους βελτιστοποίησης.

Παράλληλα, η ύπαρξη υπολογιστικών εργαλείων όπως το συγκεκριμένο επιτρέπει την γρήγορη και αξιόπιστη προσέγγιση του προβλήματος της σεισμικής μόνωσης. Η απουσία ανάλογου λογισμικού μπορεί να ενισχύσει την χρησιμότητα του, ώστε να αποτελέσει ένα πρόσθετο εργαλείο στα χέρια των μελετητών προβλημάτων σεισμικής μόνωσης.

Κλείνοντας, η προτεινόμενη μεθοδολογία μπορεί εύκολα να επεκταθεί ώστε να περιλάβει και άλλους τύπους εκτός των LRB, αλλά και να περιέχει και περισσότερο σύνθετους αλγόριθμους βελτιστοποίησης. Έτσι, θα μπορούσε να εφαρμοστεί βελτιστοποίηση τοπολογίας ώστε να προσδιορίζεται η κατάλληλη κάθε φορά θέση τοποθέτησης της μόνωσης. Ακόμα, θα ήταν ενδιαφέρουσα η μετατροπή του συγκεκριμένου

προγράμματος σε άλλη γλώσσα προγραμματισμού όπως για παράδειγμα η MATLAB ή η Visual Basic για να είναι δυνατή η ευρύτερη χρήση του και η διασύνδεση του με υφιστάμενα προγράμματα δυναμικής ανάλυσης.

## Βιβλιογραφία

---

- [1] AASHTO 2006, "Standard Specification for Plain and Laminated Elastomeric Bridge Bearings", 2006
- [2] Chopra A. K., "Dynamics Of Structures (3<sup>rd</sup> Edition)", New Jersey, 2007
- [3] Clough R. W and Penzien J., "Dynamics Of Structures (3<sup>rd</sup> Edition)", Computers and Structures Inc., 2003
- [4] Engelbrecht A. P., "Computational Intelligence An Introduction", England, 2007
- [5] EN 1337, "Structural Bearings - Part 3: Elastomeric Bearings", 2005
- [6] Eurocode 8, "Design of Structures for Earthquake Resistance", 2004-05
- [7] Kelly T. E., "Base Isolation of Structures – Design Guideline", Holmes Consulting Group Ltd, Wellington, 2001
- [8] Kennedy J. and Eberhart R., "Particle Swarm Optimization", IEEE International Conference on Neural Networks, Piscataway, New Jersey, 1995
- [9] Komodromos P., "Seismic Isolation for Earthquake Resistant Structures", Southampton, 2000
- [10] Neim F. and Kelly J. M., "Design of Seismic Isolated Structures", New York, 1999
- [11] Parsopoulos K. E. and Vrahatis M. N., "Particle Swarm Optimization and Intelligence", 2010
- [12] Perez P. C. and Behdinan K., "Particle Swarm Optimization for Structural Design Optimization", March 2007
- [13] Petalas Y. G. and Parsopoulos K. E. and Vrahatis M. N., "Memetic Particle Swarm Optimization", August 2009
- [14] Shi Y. and Eberhart R., "Empirical Study of Particle Swarm Optimization", IEEE Congress on Evolutionary Computation, New Jersey, 1999
- [15] Singiresu S. R., "Engineering Optimization (4<sup>th</sup> Edition)", New Jersey, 2009
- [16] Spillers W. R. and McBain K. M., "Structural Optimization", New York, 2009
- [17] Venter G. and Sobieszcanski-Sobieski J., "Multidisciplinary Optimization of a Transport Aircraft Wing Using Particle Swarm Optimization", 2004
- [18] ΕΑΚ2000, "Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός", 2001
- [19] Κατσιαδέλης Ι. Θ., "Δυναμική των Κατασκευών, Τόμος Ι", Αθήνα, 2007
- [20] Κατσιαδέλης Ι. Θ., "Δυναμική των Κατασκευών, Τόμος ΙΙ", Αθήνα, 2007
- [21] Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε., "Οδηγίες για Μελέτη Γεφυρών με Σεισμική Μόνωση", Αθήνα 2007